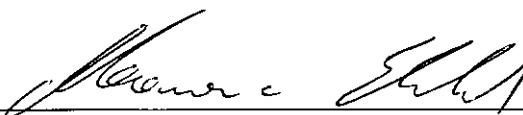


ANÁLISE TRANSIENTE DE ESCAVAÇÕES EM SOLOS SATURADOS

Antonio José de Meneses Gonçalves

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

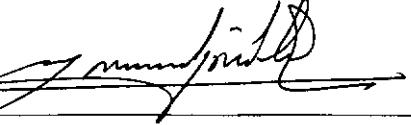
Aprovada por:

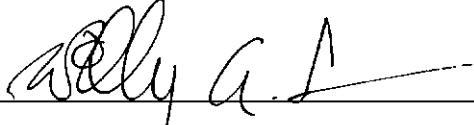

Prof. Maurício Ehrlich (Orientador) D.Sc.


Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Jr. Ph.D.


Prof. Francisco de Resende Lopes Ph.D.


Prof. Márcio de Sousa Soares de Almeida Ph.D.


Prof. Marcus Peigas Pacheco Ph.D.


Prof. Willy de Alvarenga Lacerda Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 1996

GONÇALVES, ANTONIO JOSÉ DE MENESSES

Análise transiente de escavações em solos saturados (Rio de Janeiro) 1996.

xi, 378p., 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc. Engenharia Civil, 1996)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Mecânica dos solos
2. Escavações
3. Análise transiente.

I. COPPE/UFRJ

II. Título (Série)

Agradecimentos

Ao Prof. Maurício Ehrlich pela orientação precisa e estimulante.

Ao Prof. Márcio Almeida pelo apoio e pela revisão parcial do texto.

A todos da COPPE/UFRJ, em particular aos professores Willy Lacerda, Ian Martins e Maurício Ehrlich, pelo exemplo de espírito científico.

Aos colegas Edwin Iturri e Paulo Brugger pela orientação em relação ao sistema CRISP.

À Elisabeth Teixeira pelo incentivo constante.

À CAPES pelo apoio financeiro.

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

ANÁLISE TRANSIENTE DE ESCAVAÇÕES EM SOLOS SATURADOS

Antonio José de Meneses Gonçalves

Maio, 1996

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho apresenta uma solução aproximada para incorporar a modelagem do rebaixamento da superfície freática a análises de problemas de escavação em solos saturados sob condições transientes de fluxo e deformação.

Inicialmente são discutidos aspectos de modelagem dos fenômenos de fluxo d'água e de deformação em mecânica dos solos. Também são revistas soluções para problemas transientes encontradas na literatura.

A implementação computacional da citada solução no sistema CRISP (Britto e Gunn, 1987) é aplicada no estudo paramétrico de uma escavação hipotética sob solicitação transiente de fluxo e deformação. De forma inédita é avaliada a variação das condições de estabilidade de fundo da escavação em função do processo transiente de fluxo e deformação.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF SCIENCE (D.Sc.)

TRANSIENT ANALYSIS OF EXCAVATIONS IN SATURATED SOIL

Antonio José de Meneses Gonçalves

Maio, 1996

Chairman: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

An approximate solution to model the lowering of the water table in excavation problems under transient conditions of coupled flow and deformation is presented.

The modelling of the flow and the deformation phenomena are discussed. Other solutions for transient problems found in the literature are also discussed.

The computational solution is applied in a parametric study of a hypothetical excavation. This study allows to evaluate changes in the bottom stability conditions with the transient process of flow and deformation in excavations.

ÍNDICE

PÁGINA

I - INTRODUÇÃO

	PÁGINA
I.1 MOTIVAÇÃO	1
I.2 O SOLO E FENÔMENOS RELEVANTES	1
I.3 MODELAGEM DO SOLO EM ENGENHARIA	2
I.4 ASPECTOS TRANSIENTES EM ESCAVAÇÕES	3
I.5 PROPOSTA DO TRABALHO	4
I.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4

II - MODELAGEM DO SOLO SOB VARIAÇÃO DE POTENCIAL HIDRÁULICO

II.1 INTRODUÇÃO	6
II.2 O FENÔMENO DO FLUXO	7
II.2.1 A água no solo	7
II.2.1 O fluxo d'água em solos: princípios físicos	8
II.2.2 A superfície freática	12
II.2.3 Fluxo na região não saturada	13
II.2.4 Características de acumulação de água no solo	17
II.3 MODELAGEM DO FLUXO	19
II.3.1 Formulação matemática do fluxo	19
II.3.2 Fluxo saturado estacionário	21
II.3.3 Fluxo saturado transiente	23
II.3.4 Fluxo não saturado transiente	25
II.3.5 Acoplamento entre fluxo e deformação	28
II.4 COMENTÁRIOS	28

III - MODELAGEM DO SOLO SOB VARIAÇÃO DE TENSÃO

III.1	INTRODUÇÃO	30
III.2	VARIAÇÃO DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO EM SOLOS	31
III.2.1	Variáveis de modelagem	31
III.2.2	Diferentes formas de solicitação	36
III.2.3	Relação entre estado volumétrico, rigidez e resistência ao cisalhamento	37
III.2.4	Efeitos de dilatância	38
III.2.5	Deformabilidade	39
III.2.6	Influência do tempo	41
III.3	MODELAGEM DA RESPOSTA DO SOLO À VARIAÇÃO DE TENSÃO	42
III.3.1	Abordagem clássica	42
III.3.2	Modelagem elástica	44
III.3.3	Modelagem das condições de ruptura	49
III.3.4	Modelagem elasto-plástica	52
III.3.5	Modelo Camclay	55
III.3.6	Outros modelos	63
III.4	COMENTÁRIOS	66

IV - MODELAGEM DO SOLO SOB CONDIÇÕES TRANSIENTES

IV.1	INTRODUÇÃO	69
IV.2	PROBLEMAS TRANSIENTES DE FLUXO E DEFORMAÇÃO	69
IV.2.1	Caracterização do problema transiente	69
IV.2.2	Problemas de valor de fronteira	72
IV.2.3	Condições de contorno	73

IV.3	MODELAGEM DA RESPOSTA TRANSIENTE	76
IV.3.1	Modelagem do adensamento	76
IV.3.2	Formulação para fluxo e deformação acoplados	84
IV.4	COMENTÁRIOS	87

V - SOLUÇÕES NUMÉRICO-COMPUTACIONAIS PARA PROBLEMAS TRANSIENTES

V.1	INTRODUÇÃO	88
V.2	SOLUÇÕES NUMÉRICAS EM GEOTECNIA	88
V.3	SOLUÇÃO NUMÉRICA PARA DEFORMAÇÃO E FLUXO ACOPLADOS	92
V.4	O PROBLEMA DA SUPERFÍCIE LIVRE	93
V.4.1	Problemas de fluxo não confinado	93
V.4.2	Métodos de malha variável	96
V.4.3	Métodos de malha fixa	100
V.5	IDENTIFICAÇÃO DO ESCOPO DAS SOLUÇÕES NUMÉRICO-COMPUTACIONAIS DISPONÍVEIS	102
V.6	SOLUÇÃO TOTALMENTE ACOPLADA DE HSI E SMALL	110
V.7	COMENTÁRIOS	116

VI - SOLUÇÃO APROXIMADA PARA ANÁLISE TRANSIENTE DE ESCAVAÇÕES

VI.1	INTRODUÇÃO	117
------	------------------	-----

VI.2	SOLUÇÃO ORIGINALMENTE DISPONÍVEL	117
VI.3	SIMULAÇÃO DO REBAIXAMENTO TRANSIENTE DA SUPERFÍCIE FREÁTICA	119
VI.3.1	Fundamentos	119
VI.3.2	Redução da permeabilidade	120
VI.3.3	Aplicação da carga hidráulica equivalente	122
VI.4	IMPLEMENTAÇÃO DA SOLUÇÃO	124
VI.4.1	Elemento utilizado	124
VI.4.2	Detalhes de implementação	124
VI.4.3	Visualização da técnica proposta	129
VI.5	ANÁLISES PARA VERIFICAÇÃO	130
VI.5.1	Caso 1: problema de fluxo, Cividini e Gioda (1989)	130
VI.5.2	Caso 2: problema de fluxo, Cividini e Gioda (1984)	148
VI.5.3	Caso 3: problema de escavação, Hsi e Small (1992a).....	152
VI.5.4	Caso 4: problema real de escavação, Hsi e Small (1992c).....	159
VI.6	RECOMENDAÇÕES PARA APLICAÇÃO	171
VI.7	COMENTÁRIOS	172

VII - ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO TRANSIENTE DE UMA ESCAVAÇÃO

VII.1	INTRODUÇÃO	174
VII.2	O ESTUDO DE ESCAVAÇÕES	174
VII.3	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESCAVAÇÃO HIPOTÉTICA	186
VII.3.1	Objetivos	186

VII.3.2 O caso estudo	186
VII.3.3 Ferramentas e metodologia	189
VII.4 RESULTADOS	197
VII.4.1 Variação do nível freático	197
VII.4.2 Condições de estabilidade	200
VII.4.3 Influência do transiente de fluxo-deformação	208
VII.4.4 Geometrias potenciais de ruptura	222
VII.4.5 Influência da deformabilidade do solo	222
VII.4.6 Efeito da modelagem elasto-plástica	232
VII.4.7 Influência do comprimento da ficha	232
VII.4.8 Influência da velocidade de escavação	233
VII.4.9 Caminhos de tensão	249
VII.4.10 Deformações	273
VII.5 ANÁLISE DE RESULTADOS	288
VII.6 COMENTÁRIOS	290
VIII - CONCLUSÃO	
VII.1 CONCLUSÕES	293
VII.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	294
NOTAÇÃO	295
REFERÊNCIAS	304
APÊNDICES	325

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 - Motivação

O sucesso de uma obra de engenharia geotécnica depende da correta previsão do comportamento do solo em função das solicitações impostas. Entretanto, tratando-se de solos, o termo previsão correta é mais apropriadamente entendido como previsão mais confiável. A motivação da Mecânica dos Solos parte da expectativa de que sejamos capazes de prever com cada vez maior confiabilidade o comportamento do solo em problemas de engenharia. Esta previsão pode estar norteada simplesmente pela experiência adquirida em tentativas anteriores ou pode ser fruto de pesquisas envolvendo um certo rigor científico.

A Mecânica dos Solos como ciência busca o entendimento, a análise e a previsão do comportamento do solo, particularmente quando este é submetido a condições e solicitações pertinentes a projetos de engenharia.

I.2 - O solo e fenômenos relevantes

O termo mecânica dos solos pode dar a sensação de que se trata do estudo de um material de definição e identificação indiscutíveis, tal como o são os materiais admitidos como contínuos. Entretanto, o termo solo se refere a um material complexo e bastante variado, para o qual são até mesmo admitidas polêmicas quanto à sua definição.

Tratando-se de sistemas particulados, os solos podem apresentar características bastantes distintas em função das partículas que os compõem e dos fluidos que preenchem os vazios entre partículas. Esta variedade permite a ocorrência de inúmeros "tipos" de solos.

A origem de um solo é também um fator fundamental para a caracterização do mesmo. De acordo com suas condições de formação, solos de mesma constituição podem apresentar diferentes estruturas e diferentes estados de compacidade ou consistência. O

grande número de variantes envolvidas na constituição e estruturação dos solos torna estes um objeto de estudo bastante complexo, revelando o desafio inerente à Mecânica dos Solos.

Diferentes fenômenos, naturais ou pela ação do homem, podem interagir com o solo. O solo pode estar sujeito a ações mecânicas, físicas, químicas e radioativas, por exemplo. De interesse para a prática da engenharia pode-se citar os seguintes fenômenos:

- variação dos esforços mecânicos atuantes sobre uma massa de solo, seja por aterro, escavação, variação do nível d'água ou apoio de estruturas;
- percolação de fluidos através do solo, inclusive substâncias que possam interagir quimicamente com suas partículas (Sridharan e Sivapullaiah, 1987, por exemplo, evidenciam que propriedades geotécnicas dos solos argilosos são modificadas por poluentes);
- modificação das características do solo por ação mecânica (compactação), por ação física (congelamento) ou por ação química (estabilização química).

I.3 - Modelagem do solo em engenharia

A análise do comportamento de objetos reais pode ser bem mais eficiente caso sejam consideradas simplificações da realidade, particularmente em se tratando de materiais naturais. A utilização de um processo de modelagem permite que sejam realizadas análises de versões simplificadas do objeto real, muitas vezes facilitando o entendimento de aspectos antes obscuros da constituição e do comportamento do material.

Uma decisiva simplificação para o estudo do solo é a sua consideração como meio contínuo. A utilização de modelos para os solos que o tratam como meio contínuo, envolvendo conceitos como tensões e deformações, pode ser justificada em face do grande porte das obras geotécnicas quando comparadas com as dimensões dos grãos individuais do solo.

Algumas modelagens alternativas evitam uma simplificação direta do meio particulado para o meio contínuo, procurando considerar aspectos característicos da interação partícula-partícula. Tal é o caso, por exemplo, do modelo proposto por Oda (1974), fundamentado na observação microscópica de areias. A sofisticação das

modelagens a nível de partícula através da utilização de técnicas numéricas permite, segundo Cundall e Strack (1979), simular diferentes distribuições de tamanho e diferentes propriedades físicas das partículas.

I.4 - Aspectos transientes em escavações

Grande parte dos problemas de engenharia geotécnica envolvem uma resposta dependente do tempo por parte do solo. Dadas as características de constituição dos solos, qualquer processo de deformação estará relacionado ao fluxo do(s) fluido(s) que preenche(m) seus vazios. Considerando que na maior parte das vezes não é permitido a este fluido total liberdade para escapar do solo de forma instantânea, o processo de deformação se dará ao longo de um certo intervalo de tempo, processo este conhecido como retardo hidrodinâmico para o caso dos vazios totalmente preenchidos por água (solo saturado). Por outro lado, caso se considerem aspectos de viscosidade estrutural do solo, qualquer problema de variação de tensão-deformação será um problema transitente, independente da ocorrência de retardo hidrodinâmico.

No caso de escavações em solos saturados é esperada uma redução da pressão atuante na água que preenche os vazios (poropressão) em função do alívio de tensão associado à remoção do material escavado. Tal redução corresponderá a um aumento das tensões efetivas no solo, afetando, portanto as suas condições de deformabilidade e de resistência ao cisalhamento.

Considerando que a poropressão vai variar no tempo em função das condições de fluxo d'água no interior do solo, as condições de deformabilidade e de resistência durante e após o processo de escavação estarão diretamente associadas a este processo transitente.

A previsão do comportamento do solo em problemas de escavação pode tornar-se mais complexa caso sejam relevantes o rebaixamento do nível d'água freático na região ao lado da escavação e a viscosidade estrutural do solo.

I.5 - Proposta do trabalho

É objetivo deste trabalho a análise transiente de escavações em solos saturados. Os fenômenos de fluxo d'água e de deformação do solo são tratados como acoplados em uma solução numérico-computacional pelo método dos elementos finitos, a qual inclui também a simulação do rebaixamento do nível d'água em torno da escavação. A solução não considera o possível comportamento viscoso do solo, assim como não é adequada a casos de solicitações cíclicas.

No decorrer do trabalho são discutidos aspectos gerais da modelagem do comportamento do solo e relatados exemplos de soluções encontradas na literatura.

A técnica desenvolvida para modelar o rebaixamento do nível d'água foi implementada no sistema CRISP (Britto e Gunn, 1987). Verificado através da comparação de resultados com soluções de referência extraídas da literatura, o programa CRISP modificado é então aplicado no estudo paramétrico do comportamento de uma escavação hipotética, incluindo a avaliação das condições de estabilidade de fundo da escavação através do programa AROFU (Ehrlich, 1987).

O citado estudo paramétrico foi efetuado objetivando desvendar nuances do comportamento de escavações sob condições transitórias de fluxo e deformação, assim como identificar condições críticas possivelmente ocultas em análises com modelagem menos abrangente.

I.6 - Organização do trabalho

Os capítulos II, III e IV se propõem a introduzir o problema de modelagem do comportamento dos solos quando sujeitos a solicitações típicas de problemas de escavação. O capítulo II enfoca o fenômeno do fluxo d'água modelado em função da variação de potencial hidráulico. O capítulo III enfoca a resposta do solo à variação dos esforços mecânicos. O capítulo IV discute aspectos transitórios da resposta do solo e formulações para a sua modelagem matemática.

O capítulo V discute a aplicação de soluções numéricas em geotecnia, em particular a problemas de deformação e fluxo envolvendo rebaixamento do nível freático. É feita também a avaliação do escopo de modelagens encontradas na literatura e discutida a solução apresentada por Hsi e Small (1992a).

No capítulo VI é apresentado o desenvolvimento de uma solução aproximada para a modelagem do rebaixamento freático em problemas de escavação e são discutidos aspectos da implementação da mesma na modificação do programa CRISP. Resultados obtidos em análises realizadas com tal implementação são comparados com resultados de análises encontradas na literatura.

No capítulo VII é apresentada a análise de uma escavação hipotética aplicando o programa CRISP, modificado para tratar o rebaixamento freático, e o programa AROFU. A análise comprehende um estudo paramétrico do comportamento transiente da escavação buscando quantificar a influência de diferentes fatores. São também discutidos a metodologia e os resultados obtidos.

No capítulo VIII procura-se sintetizar possíveis conclusões decorrentes do trabalho e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO II

MODELAGEM DO SOLO SOB VARIAÇÃO DE POTENCIAL HIDRÁULICO

II.1 Introdução

Grande parte da água encontrada no solo está envolvida no ciclo hidrológico, o qual pode ser esquematizado como na fig. II.1. A água é transportada sob a forma de chuva, neve ou gelo; penetra o solo sob fluxo saturado (através de córregos ou lagos, por exemplo) ou não saturado (por infiltração através do solo).

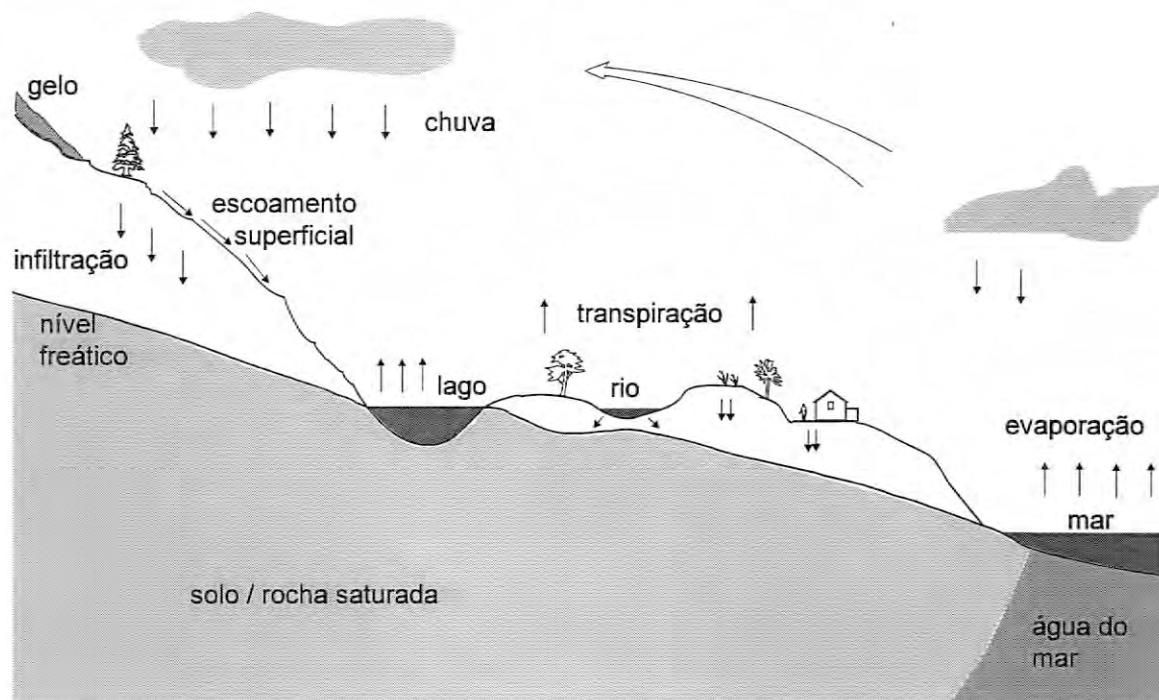


Fig. II.1: Diagrama esquemático do ciclo hidrológico (baseado em Walker e Mohen, 1987).

Este capítulo aborda os princípios físicos que fundamentam o estudo do fluxo d'água (item II.2) e a sua modelagem através de formulações que o representem matematicamente (item II.3).

II.2 O fenômeno do fluxo

II.2.1 A água no solo

A fig. II.2 mostra como a água se apresenta no subsolo. A água da chuva ou de processos de irrigação penetra o solo após atravessar uma zona superficial onde seu movimento é afetado pela vegetação e evaporação e alcança uma região intermediária, ainda não saturada. A região intermediária, ou região de umidade retida, se estende da zona superficial até o topo da franja capilar. Esta por sua vez se eleva a partir da superfície freática até o limite de ascenção capilar da água no solo. O fenômeno da capilaridade é devido à tensão superficial da água, e seu aspecto mais relevante para o engenheiro geotécnico é o fato da água na região capilar se apresentar sob pressão inferior à atmosférica, promovendo o efeito de sucção. A superfície freática, fronteira inferior da franja capilar, apresenta pressão hidrostática igual a atmosférica, abaixo deste nível a água apresenta-se com pressão hidrostática crescente com a profundidade. A observação de subsolos reais revela que a descrição acima é simplificadora e idealizada, sendo comum a ocorrência de complexidades, tais como camadas múltiplas e variações na geologia, tornando o processo de fluxo d'água bastante complexo.

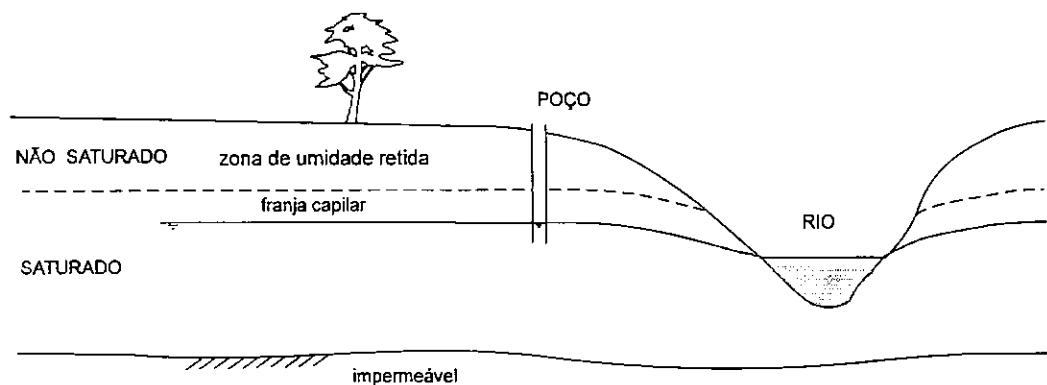


Fig. II.2: Distribuição da água no subsolo (baseado em Walker e Mohen, 1987).

Embora seja prática comum na engenharia desconsiderar a influência da água presente na franja capilar e na região não saturada do solo, esta parcela pode vir a ter importância fundamental em alguns problemas de engenharia.

II.2.2 O fluxo d'água em solos: princípios físicos

A água em estado líquido está sujeita a movimento em função de diferença de potencial hidráulico, fluindo no sentido de equilibrá-lo. Uma grandeza potencial pode ser definida como uma grandeza física, possível de ser medida em qualquer ponto de um sistema de fluxo, cujas propriedades são tais que o fluxo sempre ocorre de regiões aonde esta grandeza apresenta maiores valores para aquelas aonde esta apresenta menores valores.

O fluxo d'água em solos obedece a uma grandeza tipo potencial que pode ser expressa por:

$$h = z + \frac{P}{\gamma_w} \quad (\text{II.1})$$

De forma que a carga hidráulica (h) é composta de duas parcelas: a carga de posição (z) e a carga de pressão (ψ):

$$h = z + \psi \quad (\text{II.2})$$

para:

$$\psi = \frac{P}{\gamma_w} = \frac{P}{\rho g} \quad (\text{II.3})$$

onde: g = aceleração da gravidade,

z = elevação,

P = pressão do fluido,

ρ = massa específica do fluido,

γ_w = peso específico do fluido,

h = carga hidráulica.

Considerando o experimento apresentado na fig. II.3, pode-se definir:

Q = vazão;

A = área da seção transversal;

z_2 , z_1 , h_2 e h_1 = elevações em relação a referência $z=0$ e

Δl = distância linear entre medidores.

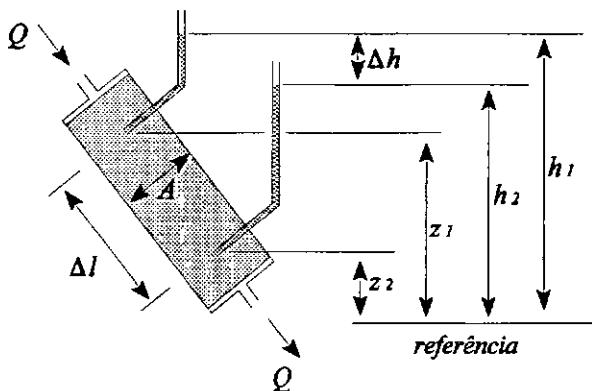


Fig. II.3: Esquema ilustrativo do experimento de Darcy.

Definindo velocidade de fluxo (ou vazão específica) como a razão entre a vazão e a área de fluxo: $v = Q/A$, observa-se que v é diretamente proporcional à diferença entre h_1 e h_2 quando Δl é mantido constante, e inversamente proporcional a Δl quando a diferença entre h_1 e h_2 é mantida constante. Esta relação, conhecida como Lei de Darcy, pode ser escrita como:

$$v = K \frac{h_1 - h_2}{\Delta l} = K \frac{\Delta h}{\Delta l} = -K \frac{dh}{dl} \quad (\text{II.4})$$

onde: h = carga hidráulica;

$dh/dl = i$ = gradiente hidráulico;

K = constante de proporcionalidade.

Esta relação é válida para fluxo em qualquer direção, sendo, portanto, independente da gravidade. O sinal negativo indica que a direção de fluxo se dá do maior potencial para o menor.

A constante de proporcionalidade K na eq. II.4 é conhecida como condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade, sendo dependente do meio e do fluido. Para o fluxo através de um meio granular artificial observa-se que a velocidade do fluido varia com alguns fatores:

- . v é proporcional ao quadrado do diâmetro dos grãos (d^2);
- . v é proporcional à massa específica do fluido (ρ) e à aceleração da gravidade (g);
- . v é inversamente proporcional à viscosidade dinâmica do fluido (μ).

De forma que podem ser escritas fórmulas semi-empíricas como:

$$v = \frac{cd^2 \rho g}{\mu} i \quad (\text{II.5})$$

$$\text{cte } K = \frac{cd^2 \rho g}{\mu} = k \quad (\text{II.6})$$

$$k = \frac{k_e \rho g}{\mu} \quad (\text{II.7})$$

onde: k = coeficiente de permeabilidade;

$cd^2 = k_e$ = permeabilidade intrínseca ou específica do solo;

c = constante;

ρ, μ são características do fluido, sendo μ influenciada pela temperatura.

Uma massa de solo pode se apresentar heterogênea e/ou anisotrópica em relação ao fluxo de água através dela. A heterogeneidade em termos de fluxo corresponde à variação da condutividade hidráulica com a variação da posição no espaço:

- . se $k(x,y,z) = \text{cte} \rightarrow$ homogêneo,
- . se $k(x,y,z) \neq \text{cte} \rightarrow$ heterogêneo.

A anisotropia corresponde a variação da condutividade hidráulica com a direção em que foi medida. No plano da fig. II.4 temos:

- . se $k(\alpha) = \text{cte} \rightarrow$ isotrópico,
- . se $k(\alpha) \neq \text{cte} \rightarrow$ anisotrópico.

Podem-se definir direções principais de anisotropia como as direções correspondentes à máxima e à mínima condutividade hidráulica em um ponto ou elemento do solo, admitindo-se que sejam ortogonais entre si. A fig. II.5 traz um esquema de caracterização do meio em relação a variação da condutividade.

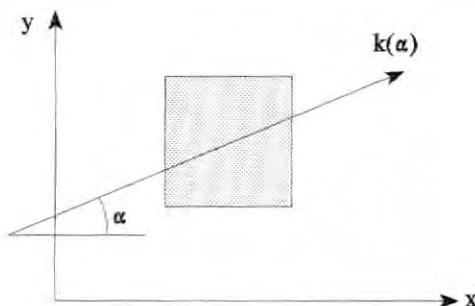


Fig. II.4: Anisotropia da condutividade hidráulica.

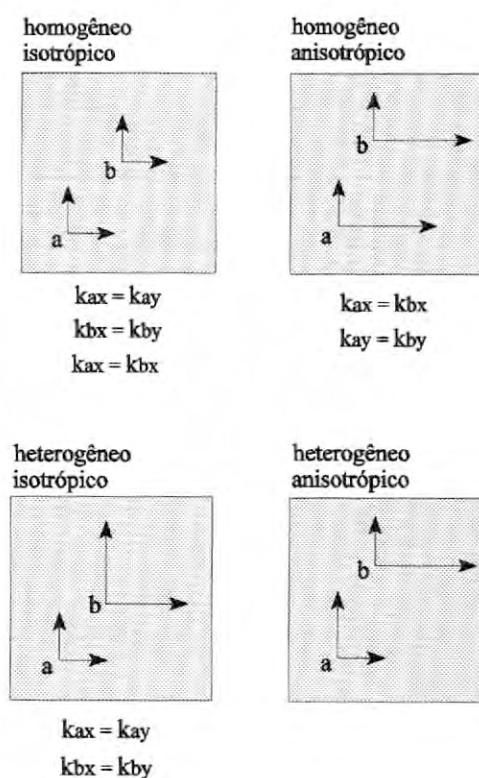


Fig. II.5: Caracterização do meio em relação a variabilidade da condutividade hidráulica.

II.2.3 A superfície freática

O conceito de superfície freática é particularmente importante para problemas de fluxo não confinado, correspondendo à superfície na qual a pressão absoluta do fluido nos poros é exatamente a atmosférica (pressão relativa é nula). Na fig. II.6 observa-se que:

- se solo saturado: umidade volumétrica (θ) = porosidade (n) e grau de saturação (S) = 1
- se solo não saturado: $\theta < n$ e $S < 1$
- $h = \psi + z$ (carga hidráulica)
- SF = superfície freática.

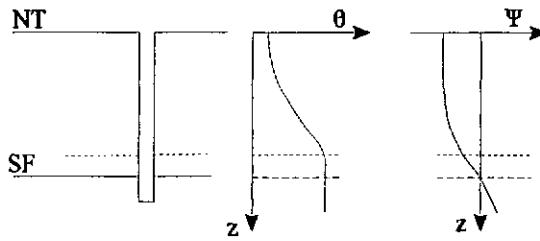


Fig. II.6: Caracterização das condições de saturação em um perfil típico (baseado em Freeze e Cherry, 1979).

Pode-se caracterizar regiões acima e abaixo da linha freática em termos de:
região acima da superfície freática

- a pressão na água é menor que a atmosférica;
- região não saturada (pode incluir uma região de solo saturado por pressão, correspondente à franja capilar, a qual pode apresentar espessura considerável em solos argilosos);
- a umidade e o coeficiente de permeabilidade variam com a carga de pressão ($\theta=\theta(\psi)$ e $k=k(\psi)$).

região abaixo da superfície freática

- solo saturado;

- a pressão na água é maior que a atmosférica;
- apresenta teor de umidade volumétrica igual à porosidade;
- apresenta o coeficiente de permeabilidade independente da carga de pressão.

II.2.4 Fluxo na região não saturada

Um solo não saturado pode ser considerado como um sistema de três fases: as partículas de solo, a água e o ar. Alguns autores admitem a interface ar-água com mais uma fase. A consideração da interface ar-água como parte do sistema é justificada pelas propriedades particulares que esta assume, diferenciando-a do material restante. Segundo Fredlund e Morgenstern (1977), um elemento de solo não saturado pode ser visualizado como uma mistura de duas fases sólidas e duas fases fluidas. As fases sólidas, correspondentes às partículas de solo e à interface ar-água, tendem ao equilíbrio sob gradientes de tensão aplicados. As fases fluidas, a água e o ar, fluem sob gradientes de tensão aplicados.

Considerando que a água e o ar coexistem nos canais dos poros, o fluxo em solos não saturados é bifásico, envolvendo as fases líquida (água) e gasosa (ar + vapor d'água). Duas formulações diferenciais são requeridas para rigorosamente descrever o fluxo destas duas fases. Entretanto, admitindo que normalmente a fase ar se apresenta contínua e sob pressão atmosférica, os efeitos transientes oriundos de seu fluxo são muito menos significativos que os relacionados ao fluxo da fase líquida em termos de problemas de engenharia. Assim, é comum considerar-se apenas o fluxo da água como de interesse prático.

De acordo com Fredlund e Morgenstern (1977), a consideração da fase ar como contínua e com pressão igual à atmosférica é normalmente verdadeira quando o grau de saturação é inferior a 85%, pois para valores superiores a 85% a fase ar está oclusa, ou seja, desconectada da atmosfera. Entretanto, segundo os mesmos autores, a pressão do ar ocluso ainda será praticamente a atmosférica, não incorrendo a abordagem como fase única em erro significativo. Neste caso, segundo Santos Neto (1990), a principal diferença em relação a um solo saturado é que o ar presente, mesmo em pequena quantidade, torna o fluido nos vazios muito mais compressível.

Segundo Todd (1959), evidências experimentais indicam que o fluxo não saturado obedece à lei de Darcy, neste caso, entretanto, a permeabilidade específica k_e varia com o grau de saturação.

Matos (1974) e Freeze e Cherry (1979) admitem que a Lei de Darcy, embora desenvolvida originalmente para solo saturado, se aplica também ao fluxo da fase água através do solo não saturado, conforme expresso na eq. II.8 para fluxo vertical. Neste caso o coeficiente de permeabilidade (ou condutividade hidráulica) é uma função do estado de sucção do solo.

$$v = -k_w \frac{\delta h}{\delta y} \quad (\text{II.8})$$

onde: v = velocidade da água,

h = carga hidráulica total na fase água,

y = direção coordenada,

k_w = coeficiente de permeabilidade da fase água.

O coeficiente de permeabilidade k_w mostra-se altamente variável. Gardner (1958) o descreveu como função da poropressão negativa na água na forma (Freeze e Cherry, 1979):

$$k_w = \frac{k_{sat}}{1 + a(\frac{u_a - u_w}{\rho g})^b} \quad (\text{II.9})$$

onde: k_{sat} = coeficiente de permeabilidade saturado,

ρ = massa específica da água,

u_a = poropressão no ar,

u_w = poropressão na água,

a, b = propriedades do solo.

A umidade (θ) e a condutividade hidráulica (k) na região não saturada podem ser expressas em função da carga de pressão hidráulica (ψ) ou da poropressão na água (u_w). Enquanto a permeabilidade saturada pode ser avaliada através de procedimentos padrões de campo ou de laboratório, a medição direta da permeabilidade não saturada é normalmente difícil e cara.

A relação entre a umidade (θ) e a carga de pressão (ψ) apresenta histerese, de forma que para uma mesma pressão o solo apresentará uma umidade maior se estiver em processo de secagem do que apresentaria se estivesse em processo de embebição. Lins (1991) apresenta possíveis fatores causadores dessa histerese, tais como: não uniformidade geométrica entre poros de maior e menor diâmetro, raio de curvatura do menisco capilar maior no processo de umedecimento do que no de secagem e a ocorrência de ar aprisionado durante o umedecimento. Matos (1974) admite que a histerese é tanto maior quanto maior a diferença entre os grandes poros e os pequenos.

Considerando que os poros preenchidos com ar não colaboram para a condução da água, a permeabilidade, admitida como uma propriedade do solo saturado para um dado índice de vazios, é decrescente com a redução da saturação, justificando o uso do termo condutividade hidráulica. Dessa forma, a condutividade hidráulica varia em relação à carga de pressão, também apresentando histerese, conforme ilustra a fig. II.7. A pequena carga de pressão negativa ψ_a corresponde à **carga de pressão de entrada de ar (air entry pressure)**, ou seja, a pressão negativa até a qual o solo se mantém saturado.

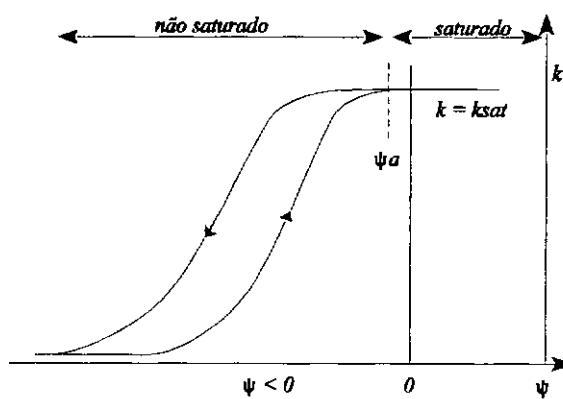


Fig. II.7: Curva característica relacionando condutividade hidráulica e carga de pressão (Freeze e Cherry, 1979).

As relações entre θ e ψ e entre k e ψ caracterizam as condições de fluxo d'água em um solo não saturado. A chamada **função de permeabilidade**, expressão da variação da permeabilidade com a carga hidráulica, corresponde à curva característica

condutividade hidráulica : carga de pressão, apresentada na fig. II.7, podendo, segundo Lam e outros (1987), ser avaliada com base na curva característica umidade : carga de pressão, ou **curva de retenção de umidade** do solo, a qual é relativamente simples de ser obtida. A curva de retenção de umidade é fundamental ao entendimento do fluxo sob condições transientes na região não saturada. A declividade da curva de retenção representa as características de armazenagem de água do solo, ou seja, a quantidade de água sugada ou liberada pelo solo em função de uma variação na poropressão.

A fig. II.8 apresenta a envoltória das medições da relação entre permeabilidade e poropressão agrupados por Bouwer (1964) para 28 diferentes amostras de solo, incluindo areias, siltes e argilas. A envoltória relativa apenas às medições *in situ* e em amostras indeformadas está diferenciada na figura.

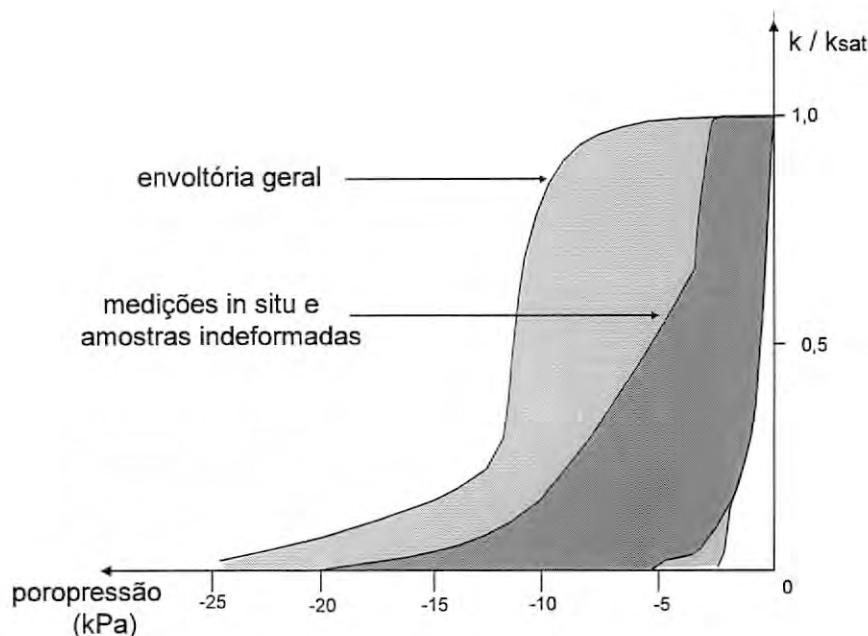


Fig. II.8: Relação entre permeabilidade e poropressão para diferentes solos (baseado em Bouwer, 1964).

II.2.5 Características de acumulação de água no solo

O solo representa um efetivo armazenador de água, caracterizando-se como retentor através dos efeitos de capilaridade e adsorção. A seguir são definidos conceitos comumente utilizados para avaliar as condições de acumulação de água no solo, os quais são aplicados na modelagem matemática do fluxo (item II.3).

coeficiente de compressibilidade da água (β)

$$\beta = \frac{-dV_w}{\frac{V_w}{dp}} \quad (\text{II.10})$$

onde: p = pressão na água.

Observa-se que β pode ser considerado constante na faixa de tensões hidrogeológicas, além de praticamente não variar com a temperatura. Freeze e Cherry (1979) admitem $\beta = \text{constante} = 4,4 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$. Se considerarmos o fluido incompressível temos $\beta = 0$.

coeficiente de compressibilidade do meio poroso (α)

$$\alpha = \frac{-dV_T}{\frac{V_T}{d\sigma'}} = -\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \quad (\text{II.11})$$

onde: σ' = tensão média efetiva,

e = índice de vazios

V_T = volume total.

Observa-se que α depende do nível de tensão e da história de tensões.

acumulação específica (S_s)

A acumulação específica corresponde ao volume de água liberado por uma unidade de volume de um aquífero confinado devido à redução de uma unidade de carga hidráulica. Este volume d'água pode ser liberado em função da expansão da água

e/ou em função da compressão do aquífero devido ao aumento das tensões efetivas. A acumulação específica é expressa em (m^{-1}) por:

$$S_s = \rho g(\alpha + n\beta) \quad (\text{II.12})$$

rendimento específico (S_y)

O rendimento específico corresponde ao volume de água liberado por uma unidade de área de superfície de um aquífero não confinado devido à redução de uma unidade na elevação do nível freático, também é conhecido como porosidade efetiva. Um valor limite superior para o rendimento específico corresponde à porosidade do solo (n), entretanto para solos finos S_y tende a ser significativamente menor que n em função do maior poder de retenção. Segundo Freeze e Cherry (1979) os valores de S_y encontram-se na faixa de 0,01 a 0,3.

Observa-se que a redução da carga hidráulica em aquíferos não confinados tende a liberar um volume de água muito maior que a mesma redução libera em aquífero confinado, pois que no primeiro o processo envolve efetiva retirada da água dos poros.

capacidade de umidade específica (C)

A capacidade de umidade específica relaciona a variação de umidade à variação de carga de pressão, sendo expressa por:

$$C = \frac{d\theta}{d\psi} \quad (\text{II.13})$$

e apresenta forma semelhante à curva característica apresentada na fig. II.7. $C(\psi)$ é não linear e apresenta histerese.

$$C = C(\psi) \text{ para } \psi < \psi_a$$

$$C = 0 \text{ para } \psi \geq \psi_a$$

As propriedades de transmissão e acumulação d'água de um solo não saturado são completamente especificadas pela curva característica $k(\psi)$ e uma das curvas $\theta(\psi)$ ou $C(\psi)$. Para um solo saturado os parâmetros característicos são k_{sat} e as características de compressibilidade do solo.

II.3 Modelagem do fluxo d'água em solos

II.3.1 Formulação matemática do fluxo

A formulação de equações diferenciais que descrevam matematicamente o processo do fluxo d'água em solos permite o emprego de variadas técnicas para a solução de problemas de fluxo na engenharia geotécnica. Lopes (1974), por exemplo, classifica os métodos de análise em:

- métodos analíticos;
- métodos numéricos;
- métodos gráficos;
- métodos analógicos e
- modelos reduzidos.

Todos, com exceção do último, fazem necessariamente uso de uma modelagem matemática do fenômeno. Neste caso, segundo Freeze e Cherry (1979), a modelagem exige quatro fases distintas:

- (1) análise do problema físico;
- (2) substituição por um problema matemático equivalente;
- (3) solução;
- (4) interpretação dos resultados em termos do problema físico.

France e outros (1971) destacam algumas simplificações usuais na modelagem matemática do fluxo em solos:

- desenvolvimento da modelagem em termos de velocidade macroscópica, assim substituindo o meio poroso real, onde à nível intersticial o fluxo é bastante complexo, por um meio contínuo descrito por propriedades médias;
- não consideração do fluxo na chamada zona capilar;

- durante o rebaixamento da superfície livre avaliação do volume de água removido considerando um rendimento específico S_y constante, quando na realidade ele é dependente da taxa de rebaixamento, da temperatura e da pressão atmosférica;
- desconsideração da compressibilidade da água perante a compressibilidade do solo.

Na definição da equação do fluxo, de acordo com as restrições/generalizações consideradas podem ser obtidas formulações diferenciais com diferentes graus de complexidade, embora todas partam da lei básica do fluxo, Lei de Darcy, e da equação da continuidade, que descreve a conservação de massa do fluido durante o fluxo através de um meio poroso.

Da aplicação da equação da continuidade a um elemento de solo resulta a equação:

$$(m_{\text{entra}} - m_{\text{sai}}) = \frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} = \frac{\Delta m}{\Delta t} \quad (\text{II.14})$$

onde: v_x, v_y, v_z = velocidade de fluxo nas direções x, y e z

ρ = massa específica do fluido

Δm = variação de massa de fluido no elemento

Δt = intervalo de tempo

que garante o equilíbrio de massa de fluido dentro de um elemento de solo. Ainda independentemente de considerarmos $\rho = \text{constante}$ ou $\rho = \rho(x,y,z)$, isto é, fluido incompressível ou não, a eq. II.14 pode ser simplificada para:

$$\rho \frac{\partial v_x}{\partial x} + \rho \frac{\partial v_y}{\partial y} + \rho \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{\Delta m}{\Delta t} \quad (\text{II.15})$$

uma vez que os termos $\rho(\partial v_i / \partial i)$ tendem a ser muito maiores que os termos $v_i(\partial \rho / \partial i)$, para $i = x, y$ e z , Freeze e Cherry (1979). Introduzindo a Lei de Darcy e admitindo a água incompressível temos:

$$\frac{\partial}{\partial x} (k_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_y \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_z \frac{\partial h}{\partial z}) = \frac{\Delta q}{\Delta t} \quad (\text{II.16})$$

onde h = carga hidráulica,

Δq = variação de volume do fluido em relação a um elemento de volume unitário, ou variação de volume específico.

A seguir são apresentadas diferentes formulações para simular matematicamente o fluxo d'água em solos. Procura-se evidenciar como a complexidade da solução obtida varia em função das condições admitidas para o fluxo.

II.3.2 Fluxo saturado estacionário

O fluxo sob regime estacionário ou permanente mantém suas características (magnitude e direção) constantes no tempo para um mesmo ponto no espaço, ao contrário do fluxo sob regime transitório ou não estacionário.

Em um regime de fluxo estacionário admite-se que as linhas de fluxo coincidam com os caminhos percorridos pelas partículas do fluido. Sob condições transitórias a previsão do caminho percorrido pelas partículas de fluido é mais complexa. Este pode ser um aspecto importante em estudos de contaminação.

Para representarmos a condição estacionária igualamos a equação de conservação de massa de fluido a zero:

$$\frac{\partial}{\partial x} (k_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_y \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_z \frac{\partial h}{\partial z}) = 0 \quad (\text{II.17})$$

caso seja considerado meio homogêneo, $k_i(i) = \text{cte}$:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial^2 x} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial^2 y} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial^2 z} = 0 \quad (\text{II.18})$$

caso seja considerado meio isotrópico, $k(x,y,z) = \text{cte}$:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{II.19})$$

De acordo com Lam e outros (1987), se considerarmos anisotropia segundo o esquema simplificado para duas dimensões, fig. II.9, teremos:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) = 0 \quad (\text{II.20})$$

onde:

$$k_{xx} = k_1 \cos^2 \alpha + k_2 \sin^2 \alpha \quad (\text{II.21})$$

$$k_{yy} = k_1 \sin^2 \alpha + k_2 \cos^2 \alpha \quad (\text{II.22})$$

$$k_{xy} = k_{yx} = (k_1 - k_2) \sin \alpha \cos \alpha \quad (\text{II.23})$$

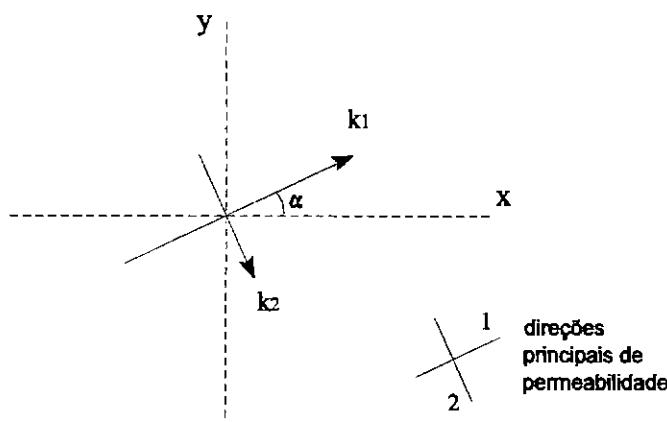


Fig. II.9:

Esquema de anisotropia a duas dimensões (Lam e outros, 1987).

A três dimensões ter-se-ia:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} + k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) = 0 \quad (\text{II.24})$$

II.3.3 - Fluxo saturado transiente

Para representarmos a condição transiente igualamos a equação de conservação de massa do fluido não mais a zero, mas a uma expressão que exprima a taxa de variação no tempo da massa de fluido no interior do elemento.

Uma formulação padrão para representar o fluxo transiente teria a forma:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = - \frac{\Delta q}{\Delta t} \quad (\text{II.25})$$

São possíveis diferentes abordagens para tratar o fluxo transiente em solos, entretanto a expressão da variação de volume de fluido no elemento ($\Delta q/\Delta t$) é objetivo comum a todas as formulações, as quais vão se distinguir pelas variáveis escolhidas e pelas simplificações adotadas.

Freeze e Cherry (1979), por exemplo, aplicam a seguinte equação para solo saturado:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{II.26})$$

onde S_s (acumulação específica) pode ser expressa pela eq. II.12, de forma que Freeze e Cherry (1979) representaram Δq no tempo como:

$$\frac{\Delta q}{\Delta t} = \rho g(\alpha + n\beta) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{II.27})$$

que para fluido incompressível ($\beta=0$) e α descrito pela eq. II.11 resulta:

$$\Delta q = \rho g \left(\frac{-de}{(1+e_0)} \cdot \frac{1}{\delta \sigma'} \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{II.28})$$

Gonçalves (1990) aplica solução baseada na formulação apresentada por Zienkiewicz e Parekh (1970) para problemas potenciais transientes em geral. Para fluxo em meio isotrópico e saturado foi utilizada a equação:

$$\frac{\partial}{\partial x} (k_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_y \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_z \frac{\partial h}{\partial z}) = m_v \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{II.29})$$

onde: γ_w = peso específico da água,
 m_v = coeficiente de variação volumétrica.

Portanto representando Δq no tempo como:

$$\frac{\Delta q}{\Delta t} = m_v \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} = \gamma_w \frac{a_v}{(1+e)} \frac{\partial h}{\partial t} = \gamma_w \left(-\frac{\delta e}{\delta \sigma'} \right) \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{II.30})$$

Observa-se que as equações II.30 e II.27 são essencialmente similares. Consequentemente, as equações II.29 e II.26 são equivalentes, ambas tratam a variação da massa do fluido no elemento considerando a deformabilidade do esqueleto do solo, sem entretanto considerar suas deformações, as quais ao alterar a posição do elemento influenciariam a carga hidráulica h .

De acordo com Freeze e Cherry (1979), tal abordagem, conhecida como abordagem clássica, apresenta limitações. Revela-se evidente a inconsistência da consideração de um elemento de volume fixo em um meio deformável, particularmente no caso de grandes deformações, de forma que uma formulação rigorosamente válida deve considerar a velocidade relativa ao sistema de coordenadas deformáveis. Uma

abordagem mais geral e fenomenologicamente mais correta, proposta por Biot (1941,1955), é discutida no item IV.3.2.

II.3.4 - Fluxo não saturado transiente

Seguindo a abordagem transiente clássica, a condição de meio não saturado será considerada no termo relativo à variação de massa de fluido no tempo, ou seja, esta parcela deverá levar em conta que nem todos os vazios do solo estão preenchidos com água. Por outro lado, o coeficiente de permeabilidade (ou condutividade hidráulica) será agora dependente da sucção, variando com a carga de pressão negativa no solo não saturado.

Freeze e Cherry (1979), por exemplo, partem da seguinte equação para a condição transiente não saturada:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho v_z) = \frac{\partial}{\partial t}(\rho nS) \quad (\text{II.31})$$

ou:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho v_z) = nS\frac{\partial\rho}{\partial t} + \rho S\frac{\partial n}{\partial t} + \rho n\frac{\partial S}{\partial t} \quad (\text{II.32})$$

onde:

- a parcela $nS(\partial\rho/\partial t)$ corresponde à variação de massa de água relacionada a sua expansão/contração;
- a parcela $\rho S(\partial n/\partial t)$ corresponde à variação de massa de água relacionada à compressão/expansão do solo; e
- a parcela $\rho n(\partial S/\partial t)$ corresponde à variação relacionada à alteração do grau de saturação no tempo.

Admitindo que $\rho n(\partial S/\partial t) \gg nS(\partial\rho/\partial t) + \rho S(\partial n/\partial t)$, ou seja, desconsiderando as primeira e segunda parcelas, expressando o grau de saturação em termos de umidade volumétrica:

$$S = \frac{\theta}{n} \quad \therefore \quad n \delta S = \delta \theta \quad (\text{II.33})$$

e admitindo a Lei de Darcy para solo não saturado:

$$v_i = -k(\Psi) \frac{\partial h}{\partial l} \quad (\text{II.34})$$

pode-se reescrever a eq. II.31 como:

$$\frac{\partial}{\partial x}(k(\Psi) \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(k(\Psi) \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(k(\Psi) \frac{\partial h}{\partial z}) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{II.35})$$

Considerando C = capacidade de umidade específica, correspondente à inclinação da curva de retenção de umidade,

$$C = \frac{d\theta}{d\Psi} \quad (\text{II.36})$$

que leva a:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial t} = C(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (\text{II.37})$$

e a definição da carga hidráulica total $h = \psi + z$:

pode-se reescrever a eq. II.35 como:

$$\frac{\partial}{\partial x}(k(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(k(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}[k(\Psi)(\frac{\partial \Psi}{\partial z} + 1)] = C(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (\text{II.38})$$

Nesta formulação, considerando apenas a variação do grau de saturação no tempo e desprezando a variação da porosidade, Freeze e Cherry (1979) optaram pela carga de pressão (Ψ) como variável dependente. Observa-se o termo $(\partial \Psi / \partial z + 1)$, onde a unidade é originária da derivação da carga de posição z pela coordenada z .

Por sua vez, Neuman (1973) utiliza a seguinte equação para o fluxo não saturado em meio anisotrópico:

$$\frac{\partial}{\partial x_i}(k_{ij}^s k_r \frac{\partial h}{\partial x_j}) = n \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial n}{\partial t} \quad (\text{II.39})$$

onde: k_{ij}^s = tensor de permeabilidade saturada,

k_r = permeabilidade relativa, varia de 0 a 1 e é função do grau de saturação ($\sim k_s(S)$).

Chegando a:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(k_r k_{ij}^s \frac{\partial h}{\partial x_j} + k_r k_{i3}^s \right) = (C + S S_s) \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (\text{II.40})$$

Afora o tratamento da anisotropia, esta formulação difere da eq. II.38 (Freeze e Cherry, 1979) pela consideração da compressibilidade do solo através da variação da porosidade. Neuman (1973) também escolhe a carga de pressão (ψ) como variável dependente, o que fez aparecer o termo $k_r k_{i3}^s$ a partir da derivação da carga de posição z.

Lam e outros (1987) modelam o fluxo não saturado a duas dimensões a partir da equação:

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{II.41})$$

considerando como equação constitutiva:

$$d\theta = m_1^w d(\sigma - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \quad (\text{II.42})$$

onde: $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ são as variáveis de estado de tensão ,

m_1^w = coeficiente de variação de θ com $(\sigma - u_a)$,

m_2^w = coeficiente de variação de θ com $(u_a - u_w)$,

chega-se a:

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \quad (\text{II.43})$$

Admitindo que a tensão total se mantém constante no processo: $\delta \sigma / \delta t = 0$, e que a fase ar está contínua e sob pressão atmosférica constante: $\delta u_a / \delta t = 0$, temos:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = \rho g m_2^w \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{II.44})$$

Nesta formulação Lam e outros (1987) escolhem a carga hidráulica (h) como variável dependente. O parâmetro m_2^w tem significado físico similar ao parâmetro C , eq. II.38. Ambos representam a inclinação da curva de retenção de umidade, sendo função da carga de pressão no fluido, tal como o coeficiente de permeabilidade.

II.3.5 - Acoplamento entre fluxo e adensamento

Um aspecto comum às formulações discutidas para fluxo transiente, saturado ou não saturado, é a consideração de tensão total constante ao longo do processo transiente. Observa-se também que nas formulações que consideram a compressibilidade do solo esta é tratada apenas verticalmente, segundo o enfoque da teoria de adensamento unidimensional. Assim, as formulações para fluxo transiente anteriormente apresentadas são comprometidas à nível multidimensional, sendo conhecidas como não acopladas.

Uma formulação para o comportamento do solo sob condições transientes deve considerar de forma integrada os fenômenos de fluxo d'água transiente e de adensamento do solo no tempo. Fisicamente o fenômeno é um só. Um processo de fluxo transiente induz a alterações no estado de tensões efetivas, criando condições para a deformação do esqueleto do solo. Por sua vez, um processo de deformação no tempo exige, a partir de certo grau de saturação, o movimento da água nos vazios do solo.

A caracterização do acoplamento entre fluxo e deformação é feita com mais detalhes no capítulo IV.

II.4 Comentários

A importância da água para o solo foi evidenciada sob vários aspectos desde os primeiros estudos de mecânica dos solos, ganhando novas perspectivas com o crescente interesse sobre o comportamento dos solos não saturados.

Motivadas pelo objetivo fundamental de aproveitar a água disponível nos solos, a engenharia agrícola e a hidrogeologia procuraram modelar a presença de água no solo não saturado anteriormente a esta tornar-se objeto de estudo da engenharia geotécnica. De forma que muitos dos conceitos hoje utilizados para a análise de fluxo não saturado em problemas geotécnicos são oriundos dessas ciências.

A modelagem do fluxo d'água em solos pode ser hierarquizada em função das simplificações adotadas e dos graus de complexidade correspondentes, conforme o enfoque do item II.3.

A generalização obtida por uma análise que considere o fluxo tanto nas regiões saturadas do solo como nas não saturadas pode ser muito valiosa em alguns problemas de engenharia, compensando a sofisticação necessária à solução. A consideração no domínio de fluxo de região cujos vazios não estejam preenchidos totalmente por água, representa mais um "passo" de complexidade. Neste caso é imposta uma variação não linear a um parâmetro característico do fluxo, tornando a solução mais difícil.

Um modelo de fluxo saturado + não saturado a princípio é conceitualmente superior a um apenas saturado pois permite tratar toda a massa de solo de interesse do problema, admitindo a superfície do solo como fronteira superior do domínio de fluxo. A determinação da linha freática é então consequência natural da solução, correspondendo à ligação dos pontos de carga de pressão nula.

CAPÍTULO III

MODELAGEM DO SOLO SOB VARIAÇÃO DE TENSÃO

III.1 Introdução

A variação dos esforços atuantes sobre uma massa de solo promove a variação do estado de tensões no interior da mesma, admitida como contínua. Caso as condições de contorno do problema permitam, esta variação de tensão promoverá deformação, podendo levar à ruptura, ou seja, colapso localizado ou generalizado da estrutura do solo. Entretanto, para os solos este mecanismo não é tão simples. A existência de um fluido preenchendo os vazios entre partículas "liga" qualquer deformação do esqueleto sólido ao movimento ou fluxo do fluido de preenchimento. Dessa forma, o fenômeno de deformação do solo será também influenciado pelas características deste fluido, tais como suas densidade, compressibilidade e viscosidade.

Admite-se que a variação de tensão que será efetivamente "enxergada" pelo solo, e que será portanto capaz de promover deformação e ruptura do mesmo, corresponde apenas à tensão realmente suportada pelo esqueleto sólido. Caso o fluido entre partículas esteja suportando uma parcela da variação de pressão total esta parcela deve ser descontada. Este aspecto fundamental para o comportamento do solo é expresso na sua forma mais simples pelo **princípio das tensões efetivas** proposto por Terzaghi em 1936 para o caso dos vazios preenchidos totalmente pela água.

Embora tenha fundamentado historicamente o desenvolvimento da Mecânica dos Solos, a consideração da água como único fluido preenchendo totalmente os vazios do solo pode ser uma hipótese simplista para grande parte dos solos, tanto quando encontrados no seu estado natural, particularmente nas regiões tropicais do planeta, como quando compactados em aterros. Um estudo bastante amplo do comportamento dos solos não saturados é encontrado em Fredlund e Rahardjo (1993).

Este capítulo é reservado ao estudo da resposta do solo saturado à variação dos esforços mecânicos e das diferentes modelagens empregadas para simular esta resposta. O item III.2 é dedicado a uma breve discussão do comportamento típico dos solos quando submetidos à variações de tensão. O item III.3 faz uma revisão de diferentes modelagens

do comportamento tensão-deformação-ruptura dos solos, dando-se ênfase aos modelos elástico linear e Camclay, a serem aplicados em análises numérico-computacionais no decorrer do trabalho. Em relação à modelagem do comportamento de solos na condição não saturada, a título de referência podem ser citados trabalhos recentes como Toll (1990), Alonso e outros (1990), Santos Neto (1990), Ho e outros (1992) e Quian e outros (1993).

III.2 Variação de tensão e deformação em solos

III.2.1 Variáveis de modelagem

Antes de abordar propriamente aspectos do comportamento tensão-deformação do solo e de sua modelagem far-se-á uma breve revisão das variáveis normalmente utilizadas como indicadoras dos estados do solo. A rigor, a definição de variáveis já é em si parte do processo de modelagem.

A descrição mais simples que pode ser feita da estrutura do solo utiliza as chamadas variáveis volumétricas. Uma variável volumétrica busca descrever as proporções do espaço do elemento de solo que são ocupadas por material sólido e pelos poros. Segundo Wood (1990), uma variável volumétrica pode ser encarada como um invariante escalar da estrutura particulada. São variáveis volumétricas comumente utilizadas em mecânica dos solos: o índice vazios e , o volume específico v e o teor de umidade w (para solos saturados):

$$v = 1 + e = 1 + G_s w \quad (\text{III.1})$$

onde G_s = densidade dos grãos.

A modelagem do solo em termos de um meio contínuo, e como tal sujeito a análise convencional de tensões e deformações, reflete uma simplificação decisiva, justificada quando em problemas para os quais o domínio e as áreas carregadas sejam suficientemente grandes quando comparados com as partículas do solo.

A definição do estado de tensão de um elemento de solo se faz pela descrição das tensões atuantes nas faces do elemento, podendo-se considerar um estado de tensões totais

ou um estado de tensões efetivas, correspondente às tensões efetivamente suportadas pelo esqueleto sólido. Os conceitos de tensão e deformação, derivados da modelagem do solo como um meio contínuo, podem ser encontrados, por exemplo, em Martins (1983).

Podem ser empregados diferentes conjuntos de variáveis de tensão para a interpretação do comportamento do solo, tais como:

(i)

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad , \quad p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (\text{III.2})$$

(ii)

$$t = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} \quad , \quad s' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \quad (\text{III.3})$$

descritos aqui em função das tensões axissimétricas σ'_v (tensão efetiva vertical) e σ'_h (tensão efetiva horizontal). Uma apresentação detalhada do primeiro sistema pode ser encontrada em Atkinson e Bransby (1978) e do segundo em Lambe e Whitman (1969).

Em termos de variáveis de deformação, de forma a distinguir efeitos volumétricos e distorcionais muitas vezes é conveniente trabalhar com variáveis coerentes com o primeiro sistema de tensões apresentado:

- deformação volumétrica

$$\epsilon_p = \epsilon_v + 2\epsilon_h \quad (\text{III.4})$$

- deformação distorcional:

$$\epsilon_q = \frac{2(\epsilon_v - \epsilon_h)}{3} \quad (\text{III.5})$$

Para definir o estado de tensões em uma condição triaxial verdadeira é necessário um sistema de variáveis geral, tal qual o definido pela matriz de tensões a seguir:

$$\mathbf{M} = \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{vmatrix} \quad (\text{III.6})$$

Em termos de tensões triaxiais as variáveis de tensão p' e q e as variáveis de deformação ϵ_q e ϵ_p são definidos como:

$$q = \left\{ \frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2}{2} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{III.7})$$

$$p' = \frac{(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})}{3} \quad (\text{III.8})$$

$$\epsilon_q = \frac{1}{3} [2[(\epsilon_{yy} - \epsilon_{zz})^2 + (\epsilon_{zz} - \epsilon_{xx})^2 + (\epsilon_{xx} - \epsilon_{yy})^2] + 3(\gamma_{yz}^2 + \gamma_{xz}^2 + \gamma_{xy}^2)]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{III.9})$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz} \quad (\text{III.10})$$

Dado um estado de tensões pode-se demonstrar que existe um sistema de referência para o qual as componentes cisalhantes são nulas. As tensões atuantes no elemento nas direções desse sistema são chamadas **tensões principais**. Neste caso, a matriz de tensões da eq. III.6 se torna uma matriz diagonal, sendo as tensões principais denominadas com os índices 1,2 e 3 em ordem decrescente de valor.

$$\sigma = M_{principal} = \begin{vmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{vmatrix} \quad (\text{III.11})$$

As variáveis q e p' se associam diretamente às componentes volumétricas e distorcionais. Nos termos da fig. III.1, pode-se definir a componente de tensão hidrostática OP como:

$$|OP| = \sqrt{3}p' = \sigma_{ext} \quad (\text{III.12}),$$

que está associada a efeitos puramente volumétricos, ou seja, variação de volume sem variação de forma. A componente de tensão desviadora PR pode ser definida como:

$$|PR| = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} q = \tau_{oc} \quad (\text{III.13}),$$

estando associada a efeitos puramente cisalhantes ou desviatórios, ou seja, variação de forma sem variação de volume.

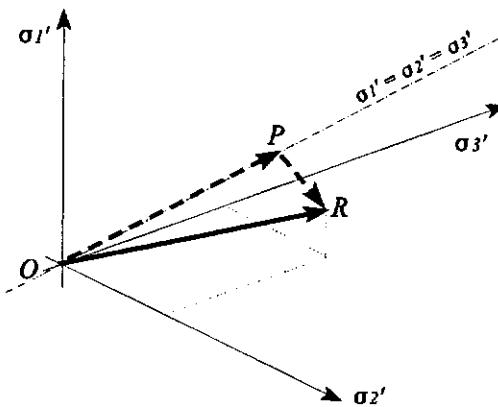


Fig. III.1: Componentes desviadora e volumétrica.

Observa-se que sob diversas condições práticas de carregamento ocorre uma mudança das direções das tensões principais de um elemento de solo, na medida em que são geradas tensões cisalhantes em planos onde inicialmente estas eram nulas. Processo este conhecido como **rotação das tensões principais**.

Escolhidas as variáveis de modelagem, uma abordagem bastante eficiente para a visualização das solicitações e respostas do solo pode ser feita através de gráficos bi ou tridimensionais utilizando as variáveis como eixos, de forma a definir os chamados **caminhos de tensões**. A visualização dos caminhos de tensões é de importância fundamental para a análise e previsão do comportamento do solo. Comumente os ensaios em solos são apresentados em termos de gráficos envolvendo as variáveis de volume, tensão e deformação, lembrando que no caso de condições de drenagem não livre a poropressão representa uma variável fundamental.

São exemplos de caminhos de tensões típicos, associados a condições de solicitação e contorno a que os solos são submetidos em estruturas de contenção:

- diminuição de σ_h' mantendo σ_v' constante a partir de um estado anisotrópico (condição representativa de estado ativo), caminho AB na fig. III.2;
- aumento de σ_h' mantendo σ_v' constante (condição representativa de estado passivo), caminho AC na fig. III.2.

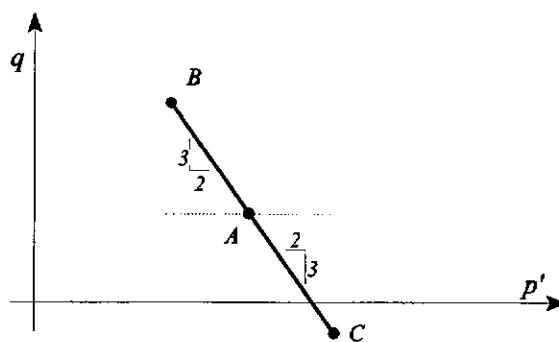


Fig. III.2: Caminhos de tensões no sistema $q:p'$.

Tratando-se de uma alternativa de visualização, existem aspectos do estado de tensões que não são identificáveis no diagrama $q:p'$, tal como os relativos a solicitação por rotação de tensões principais.

No caso de condições de drenagem não livre, onde parte das tensões de solicitação poderão estar sendo suportadas pela água, a apresentação conjunta dos caminhos de tensões totais e de tensões efetivas permite visualizar o desenvolvimento das poropressões. Na fig. III.3, em relação ao caminho de tensões totais AB, o caminho efetivo AB' corresponde a poropressões positivas (tendência à contração) e o caminho AB'' a poropressões negativas (tendência à expansão).

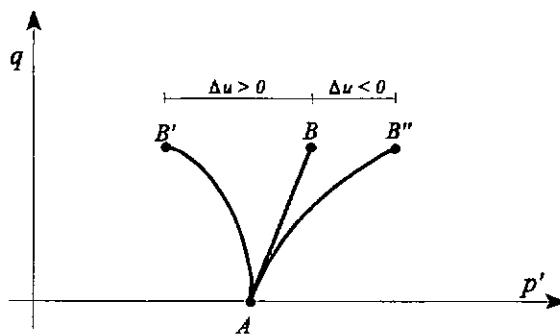


Fig. III.3: Caminhos totais e caminhos efetivos.

III.2.2 Diferentes formas de solicitação

São possíveis diversas formas de solicitação de uma massa de solo submetida a variação de tensão, diferenciadas de acordo com as condições de contorno de tensão-deformação e com as condições de drenagem da água dos poros.

Em termos de tensão-deformação, solicitações sob condições axissimétrica, hidrostática e unidimensional são típicas de ensaios de solos em laboratório, enquanto situações práticas de engenharia são mais apropriadamente representadas por condições mais gerais, tais como as condições triaxial e de deformação plana.

As condições de drenagem podem variar entre dois extremos: condição completamente drenada e condição completamente não drenada. Embora seja prática comum tratar os problemas de solos admitindo uma ou outra condição extrema, associadas respectivamente a aspectos de longo prazo e de curto prazo, grande parte dos problemas reais caracteriza uma condição intermediária parcialmente drenada. A condição parcialmente drenada exige a consideração do tempo como variável, refletindo assim aspectos transitórios do fenômeno.

Os ensaios em laboratório convencionalmente são conduzidos de forma a representar as condições extremas totalmente drenada ou totalmente não drenada, tentando assim desacoplar a variável tempo. Entretanto, mesmo sob estas condições se observa que aspectos viscosos da resposta do solo reafirmam a importância do tempo para a análise dos ensaios.

Embora a resposta do solo à variações de tensão seja fenomenologicamente única, o enfoque em separado de diferentes aspectos da mesma facilita o processo de análise. A seguir são discutidos alguns aspectos típicos do comportamento dos solos.

III.2.3 Relação entre estado volumétrico, rigidez e resistência ao cisalhamento

Um dos aspectos mais evidentes quanto à resistência ao cisalhamento e à rigidez dos solos é a relação entre estas propriedades e o estado volumétrico do solo, expresso pelo índice de vazios ou, quando sob condições saturadas, pelo teor de umidade. Observa-se que a resistência e a rigidez do solo diminuem com o aumento do índice de vazios. Este comportamento, observado quer em solos argilosos quer em arenosos, se revela de forma mais sensível para os primeiros, visto a maior faixa possível de variação do índice de vazios nesses solos.

Os solos em geral apresentam uma envoltória de ruptura bem definida em termos de tensões efetivas, correspondendo a uma envoltória de resistência efetiva que se pode considerar única, independente do tipo de solicitação, para um dado estado volumétrico. Nestes termos, ensaios em amostras normalmente adensadas de uma argila resultam em uma envoltória de resistência efetiva única, assim como ensaios em amostras sobreadensadas a uma mesma razão de sobreadensamento. Esta unicidade é válida apenas quando se deixa de lado os efeitos viscosos do comportamento do solo, os quais tornam a resposta do solo dependente da velocidade da solicitação.

Investigando a resistência ao cisalhamento de solos coesivos normalmente adensados e sobreadensados, Hvorslev (1960) concluiu que a coesão efetiva varia em função do índice de vazios ou teor de umidade na ruptura. A coesão efetiva apresentaria uma componente de atrito característica do solo, resultando em envoltórias efetivas na

forma apresentada na fig. III.4. A envoltória efetiva é então definida em três dimensões, ou seja, no espaço τ : σ : e .

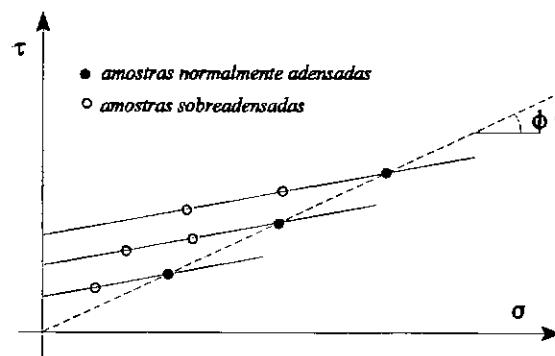


Fig. III.4: Variação da coesão efetiva com o estado volumétrico.

Lo e Morin (1972) discutem resultados de ensaios triaxiais não drenados com consolidação isotrópica realizados em amostras de uma argila natural obtidas sob diferentes inclinações em relação à vertical. A obtenção de diferentes envoltórias para diferentes inclinações evidencia o efeito de anisotropia para a argila estudada. Para maiores tensões de consolidação este efeito tende a ser "sufocado" e as envoltórias se unificam, indicando que a consolidação isotrópica sob tensões superiores às de preadensamento atualiza a memória de tensões do solo.

III.2.4 Efeitos de dilatância

O fenômeno da dilatância corresponde ao acoplamento entre variação de tensão cisalhante e variação de volume. Dessa forma, mesmo mantendo a tensão efetiva média constante, o solo aumenta ou diminui de volume em função de um aumento da tensão cisalhante.

A dilatância se manifesta sob diferentes aspectos em solos, dependendo das condições de drenagem. Caso se trate de cisalhamento drenado o solo apresentará variação de volume, enquanto no caso de cisalhamento não drenado o solo apresentará variação de

poropressão. Em ambos os casos o fenômeno ocorre de forma bastante similar, permitindo, segundo Pender (1988), uma troca de previsões entre si.

Um mesmo solo pode apresentar efeitos de dilatância opostos em função do seu estado volumétrico corrente, contraindo ou expandindo devido a um aumento da tensão cisalhante. Areias pouco compactas e argilas normalmente adensadas tendem a contrair ou gerar poropressões positivas, areias compactas e argilas sobredensadas tendem a expandir ou gerar poropressões negativas.

Observa-se que é possível a determinação de combinações de tensão confinante efetiva e índice de vazios para as quais uma areia não sofre variação de volume devido ao cisalhamento. A areia nesta condição é dita estar em um índice de vazios crítico relativo à tensão confinante corrente. Esta condição corresponde ao que pode ser chamado um **estado volumétrico estável ao cisalhamento**.

O mesmo efeito está refletido na forma do caminho de tensões efetivas de ensaios não drenados em argilas quando observa-se que o caminho de tensões de amostras normalmente adensadas se move para a esquerda (poropressão positiva na ruptura), enquanto que os caminhos relativos a amostras sobredensadas se movem para a direita (poropressão negativa na ruptura). Espera-se que para uma certa razão de sobredensamento (OCR) intermediária não haja variação significativa da poropressão, caracterizando um estado volumétrico estável.

III.2.5 Deformabilidade

Uma abordagem intuitivamente adequada para a deformabilidade dos solos, separando efeitos volumétricos e distorcionais, distinguiria duas componentes de rigidez:

- rigidez à deformação volumétrica, expressa pelo módulo de deformação volumétrica (*bulk modulus*);
- rigidez à deformação cisalhante, expressa pelo módulo de deformação cisalhante (*shear modulus*).

Observa-se que ambas as componentes de rigidez aumentam com a diminuição do índice de vazios, assim como aumentam com o aumento da tensão efetiva média.

Admite-se também que o módulo cisalhante não se mostre constante em relação a tensão cisalhante, tendendo a diminuir com o crescimento da tensão e da deformação, refletindo um amolecimento do material. Segundo Pender (1988), o fenômeno da dilatância por sua vez sugere que também ocorre variação na rigidez volumétrica dos solos durante o cisalhamento.

Segundo resultados obtidos por Lo e Morin (1972), argilas com marcante anisotropia em relação à resistência não apresentaram anisotropia em relação ao coeficiente de deformabilidade (em termos de módulo de Young), o qual se mostrou dependente da tensão média efetiva.

O comportamento do solo sob descarregamento revela-se não elástico: a deformação, tanto cisalhante como volumétrica, não é totalmente revertida quando a carga é removida. Observa-se também o efeito de histerese entre descarregamento e recarregamento.

Observa-se que os solos quando ensaiados à compressão sob condições de estado volumétrico e de confinamento característicos apresentam a um certo ponto do ensaio, uma brusca redução da rigidez, tanto cisalhante quanto volumétrica. Esta mudança marcante de inclinação da curva tensão-deformação caracteriza o fenômeno do escoamento.

Segundo Wood (1990), a observância de pressões de preadensamento em ensaios edométricos, correspondentes a bruscas quedas da rigidez do solo, representam uma condição de escoamento do solo bastante familiar ao engenheiro geotécnico, podendo ser encontrados padrões similares em ensaios de compressão isotrópica e triaxiais convencionais drenados e não drenados.

Uma **fronteira de escoamento** (*yield locus*) pode ser encarada como uma pressão de preadensamento generalizada, onde a pressão de preadensamento obtida em um ensaio edométrico corresponde a um ponto, ou seja, a um estado de escoamento dentre os possíveis. Fronteiras de escoamento são também identificadas para areias, Tatsuoka e Ishihara (1974), e solos residuais, Sandroni (1981).

Graham e outros (1983) observam que resultados de ensaios em amostras de uma argila realizados a partir de diferentes condições de sobreadensamento relativos à mesma tensão máxima de consolidação, revelam estados de escoamento que definem uma única fronteira de escoamento. Por outro lado, para diferentes tensões de consolidação máximas são identificadas diferentes fronteiras de escoamento.

O fenômeno de escoamento em solos tipicamente ocorre acompanhado de endurecimento ou de amolecimento. Crouch e Wolf (1994) destacam a ocorrência de um endurecimento significante associado à contração e à ocorrência de um suave amolecimento associado à dilatação, ambos de forma não linear.

III.2.6 Influência do tempo

Observa-se que a resistência mobilizada em ensaios não drenados varia com a velocidade do ensaio. Já estudado por Taylor (1948) e evidenciado por Casagrande e Wilson (1951), este fenômeno se reflete em um decréscimo da resistência ao cisalhamento com o aumento do tempo até a ruptura, ou seja, com a diminuição da velocidade do ensaio.

Tavenas e Leroueil (1977) procuraram caracterizar o efeito do tempo sobre as condições de escoamento do solo. Os ensaios realizados evidenciaram que diferentes fronteiras de escoamento corresponderão a amostras adensadas sob uma mesma tensão de consolidação caso o processo de consolidação se faça em diferentes velocidades.

Por outro lado, observa-se que argilas "envelhecidas" sob um certo carregamento, normalmente o próprio peso do solo, desenvolvem uma pseudo pressão de sobreadensamento, tal como se tivessem sido submetidas a tensões superiores às quais realmente foram. Admite-se que o **envelhecimento** corresponde ao mesmo fenômeno do adensamento secundário observado em ensaios edométricos, acrescido de efeitos de tixotropia se for o caso. Bjerrum (1967) caracterizou os efeitos de adensamento secundário em uma argila da Noruega, relacionando-os à variação da resistência não drenada.

Outro fenômeno associado ao tempo, a **fluênci**a ou *creep* é caracterizada por deformações as quais o solo está sujeito mesmo após interrompida a variação de tensão

cisalhante. Os efeitos de *creep* podem levar os solos a romper mesmo quando submetidos a tensões cisalhantes significativamente inferiores a sua resistência de pico medida em um ensaio não drenado convencional. Admitindo que o fluido de preenchimento não suporta tensões cisalhantes, as deformações cisalhantes não instantâneas, relativas aos efeitos de fluênci a em ensaios não drenados, evidenciam um comportamento viscoso da estrutura do solo.

Por sua vez, quando se submete o solo a uma deformação e em seguida se restringem novas deformações observa-se uma variação ao longo do tempo da tensão na direção em que as deformações foram restringidas, fenômeno este conhecido como **relaxação de tensões**.

Outro aspecto de relaxação de tensões caracteriza os ensaios de adensamento quando se impede a drenagem após a dissipaçao de praticamente todo o excesso de poropressão oriundo de um estágio de carga. Este comportamento pode ser observado sob adensamento hidrostático (Arulanandan e outros, 1971) e sob adensamento undimensional (Lima, 1993), em ambos os casos observa-se um significativo aumento da poropressão, correspondendo a uma relaxação da tensão média efetiva.

III.3 Modelagem da resposta do solo à variação de tensão

III.3.1 Abordagem clássica

A mecânica de solos clássica procurou simplificar os problemas práticos distinguindo problemas de deformação (recalque) e problemas de ruptura (estabilidade). Consequentemente, na prática de projeto geotécnico, é comum a resposta do solo ser admitida como elástica-linear para os problemas de deformação e como rígida-plástica perfeita para problemas de ruptura. Esta clássica divisão de problemas corresponde a consideração das relações tensão-deformação idealizadas na fig. III.5.

Esses modelos de resposta estão implícitos em grande parte dos métodos clássicos de projeto, direcionando as investigações geotécnicas para a determinação das chamadas rigidez (inclinação de OA na fig. III.5) e resistência do solo (nível de BC na fig. III.5). Uma

breve descrição do comportamento típico do solo, tal como a apresentada no item III.2, revela como modelagens tão simplistas podem se afastar da realidade.

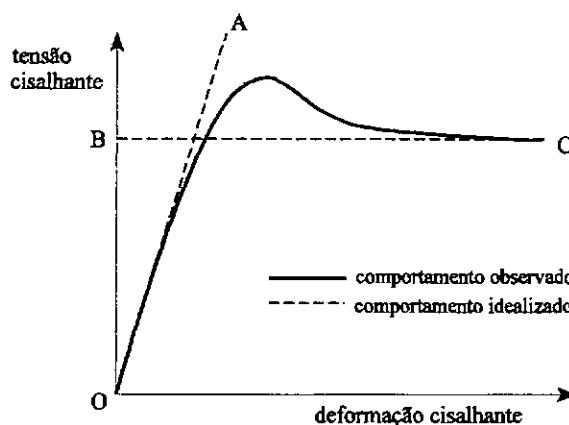


Fig. III.5: Modelagem clássica (Wood,1990)

Outros níveis de simplificação são também utilizados nas análises de estabilidade convencionais. De uma forma análoga a que a mecânica de solos experimental tem procurado lidar com condições de drenagem absolutas (ou completamente não drenado ou completamente drenado), as análises de estabilidade de taludes, por exemplo, usualmente dividem o problema em duas categorias: a estabilidade de curto prazo (*short term*) e a de longo prazo (*long term*). Lo (1972) ressalta limitações desse tipo de análise, que despreza aspectos da resposta tensão-deformação e da dependência da resistência em relação ao tempo.

Wood (1990) considera imprópria a aplicação dos modelos simplistas que diferenciam problemas de deformação e ruptura, destacando que o estudo de modelagens que procurem tratar os diversos aspectos do comportamento do solo de forma integrada e coerente permite uma melhor compreensão dos fenômenos associados aos solos. Por outro lado, Chen (1984) admite que idealizações drásticas são muitas vezes essenciais ao desenvolvimento de modelagens matematicamente simples para aplicações práticas. Nenhum modelo seria capaz de descrever o complexo comportamento dos solos sob todas as possíveis condições. Cada modelo estará então orientado para uma classe de problemas, desprezando aspectos de comportamento do solo que são de menor importância nesta

classe. De forma que um dado modelo tem o seu limite de aplicabilidade quando os aspectos que desprezou passam a ter importância no problema em questão.

Segundo Wroth e Houlsby (1985) a modelagem das relações constitutivas do solo, além do seu principal objetivo de servir como instrumento para a solução de problemas de engenharia, pode servir ao propósito de desvendar o comportamento do solo por pura curiosidade científica. Neste caso, a aplicação de modelos complexos pode ser adotada sem a preocupação da busca da simplicidade que orienta o desenvolvimento de modelos para aplicação prática. Entretanto, independente do objetivo a que se propõem, os modelos devem sempre refletir os processos físicos inerentes aos fenômenos que acompanham os solos.

A seguir são abordados conceitos básicos de modelos comumente utilizados para simular a resposta do solo à variação de tensão e deformação.

III.3.2 Modelagem elástica

Uma modelagem elástica admite que toda a deformação do solo é reversível, ou seja, um material elástico que deformou sob a ação de um incremento de tensão retorna à sua forma original assim que todo o incremento de tensão for removido. O requisito mínimo para que um material seja qualificado como elástico é que exista uma relação biunívoca entre incremento de tensão e incremento de deformação (Chen, 1984).

A teoria da elasticidade generalizada a três dimensões para um material isotrópico (resposta semelhante independente da direção) pode ser expressa na forma:

$$E\epsilon_{xx} = \sigma_{xx} - v\sigma_{yy} - v\sigma_{zz} \quad (\text{III.14})$$

$$E\epsilon_{yy} = -v\sigma_{xx} + \sigma_{yy} - v\sigma_{zz} \quad (\text{III.15})$$

$$E\epsilon_{zz} = -v\sigma_{xx} - v\sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad (\text{III.16})$$

$$G\gamma_{xy} = \tau_{xy} \quad (\text{III.17})$$

$$G \gamma_{yz} = \tau_{yz} \quad (\text{III.18})$$

$$G \gamma_{xz} = \tau_{xz} \quad (\text{III.19})$$

e com parâmetros de deformabilidade relacionados na forma:

$$K = \frac{E}{3(1-2v)} \quad (\text{III.20})$$

$$G = \frac{E}{2(1+v)} \quad (\text{III.21})$$

onde: E = módulo de Young (deformação axial sob tensão axial)

v = coeficiente de Poisson (deformação lateral sob tensão axial)

G = módulo cisalhante (deformação distorcional)

K = módulo volumétrico (deformação volumétrica)

Observa-se que bastam apenas dois destes parâmetros para a definição do comportamento tensão-deformação de um material elástico isotrópico. O significado físico correspondente aos parâmetros elásticos pode ser visualizado na fig. III.6.

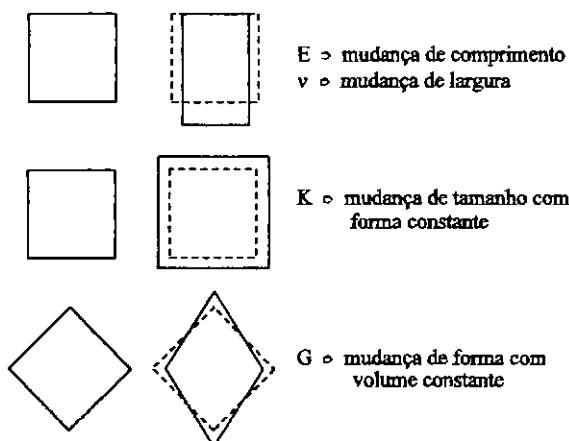


Fig. III.6: Significado físico dos parâmetros elásticos (Wood, 1990).

Observa-se que, no caso isotrópico, os eixos principais de tensão e deformação coincidem e os parâmetros puramente distorcional e puramente volumétrico efetivos se associam diretamente às variáveis de tensão-deformação q , p' , ϵ_q e ϵ_p na forma:

$$\begin{vmatrix} \delta \epsilon_p \\ \delta \epsilon_q \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{1}{K} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{vmatrix} \quad (\text{III.22})$$

Neste caso, os termos nulos na diagonal oposta da matriz de rigidez indicam a ausência de acoplamento entre efeitos distorcionais e volumétricos para o material elástico isotrópico, ou seja, não é admitida dilatância.

Pender (1988) considera que o requisito mínimo para a simulação do efeito de dilatância seria a consideração de um termo no canto superior direito da matriz de acoplamento da eq. III.22, na forma:

$$\begin{vmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} K & D \\ 0 & 3G \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta \epsilon_p \\ \delta \epsilon_q \end{vmatrix} \quad (\text{III.23})$$

onde D representaria o **módulo de dilatância**. Graham e Housby (1983) propuseram uma abordagem elástica anisotrópica na forma:

$$\begin{vmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} K^* & J \\ J & 3G^* \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta \epsilon_p \\ \delta \epsilon_q \end{vmatrix} \quad (\text{III.24})$$

onde K^* e G^* são módulos volumétrico e cisalhante modificados e J é um parâmetro de anisotropia que faz o acoplamento entre efeitos volumétricos e distorcionais.

A consideração de tal acoplamento implica que o caminho de tensões para o qual o solo mantém volume constante não mais necessariamente coincide com o caminho de p' constante, conforme a fig. III.6 temos as seguintes condições:

- AB - p' constante;
- AC - caminho de volume constante para um solo mais rígido na direção vertical;
- AD - caminho de volume constante para um solo mais rígido na direção horizontal.

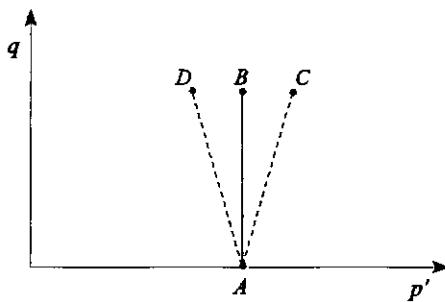


Fig. III.6: Caminhos sob condição de volume constante.

Por outro lado, um caminho de tensão mantendo q constante, tal como um adensamento hidrostático, poderá corresponder a ocorrência de deformações cisalhantes.

Conforme destacado por Almeida (1978a), a modelagem elástica linear, embora limitada, pode servir para obtenção de dados expedidos para o projeto, particularmente quando são também limitadas as informações geotécnicas disponíveis.

Módulo elástico linear dependente da tensão

Um primeiro passo de sofisticação na modelagem do comportamento do solo é a consideração da não linearidade da relação tensão-deformação.

A forma mais simples de formular modelos não lineares se faz através da substituição das constantes elásticas por módulos que sejam discretamente dependentes do nível de tensão ou deformação. Observa-se que a rigidez do solo é crescente com a tensão média efetiva, conforme discutido no item III.2. Através de uma abordagem incremental pode-se simular esta dependência atualizando-se o módulo de elasticidade de acordo com as tensões no início de cada incremento. Segundo Chen (1984), estes modelos são matemática e conceitualmente bastante simples, sendo capazes de considerar duas importantes características da resposta do solo: a não linearidade e dependência em relação à tensão hidrostática.

São possíveis diversas formas de embutir a não linearidade de forma incremental, podendo-se variar o módulo elástico (E), o coeficiente de Poisson (ν), o módulo cisalhante (G) ou o módulo volumétrico (K). Uma outra abordagem para introdução de não linearidade é a utilização de procedimentos iterativos. Uma revisão de modelos elásticos não lineares e exemplos de implementações propostas podem ser encontrados em Almeida (1978a).

Modelagem elástica não linear

Admite que os incrementos de tensão e deformação se relacionam através de um módulo continuamente variável em função do estado de tensões e ou deformações. Formulada por integração, esta modelagem permite dependência em relação à história de tensões e admite irreversibilidade global, embora seja reversível a nível incremental. São possíveis diferentes formulações para expressar a variação do módulo que associa tensões e deformações, tais como as formulações hiperbólica, parabólica e exponencial. Exemplos de implementações podem ser encontradas em Almeida (1978a).

Kondner (1963) apresentou o chamado modelo hiperbólico, desenvolvido com base em ensaios de compressão triaxial convencional. A partir da formulação de Kondner, Duncan e Chang (1970) propõem uma nova apresentação do modelo. Chen (1984) reconhece a facilidade de implementação numérica desse tipo de modelo, entretanto destaca como limitação a ausência de acoplamento entre efeitos volumétricos e desviatórios. Pande e Pietruszczak (1986) observam que embora derivados de ensaios triaxiais os parâmetros desses modelos não têm significado físico efetivo.

Baseados em considerações teóricas sobre o princípio de conservação de energia, Lade e Nelson (1987) propõem uma variação não linear do módulo de Young (E) com o estado de tensões. Dentre outros parâmetros é considerado o coeficiente de Poisson (ν), então admitido como uma constante.

III.3.3 Modelagem das condições de ruptura

Idealização plástico-perfeita

Em problemas de estabilidade o objetivo é a determinação das cargas que irão causar a ruptura de uma massa de solo, sendo a solução normalmente obtida admitindo-se o solo como um material plástico perfeito.

Admitido como elasto-plástico perfeito o solo apresentará um comportamento elástico enquanto a intensidade de tensão se mantenha suficientemente baixa. Quando a tensão atinge um certo valor crítico, chamado de valor de escoamento, o solo deixa o regime elástico e entra no regime de escoamento plástico, o qual corresponde a condição de contínua deformação sob estado de tensões constantes. Por simplificação, muitas vezes as modelagens de condições de ruptura desconsideram o regime elástico inicial, tratando o material como rígido plástico. A fig. III.7 ilustra os conceitos de rígido-plástico e elástico-plástico.

Um material plastificado pode apresentar comportamento perfeitamente plástico, endurecimento ou amolecimento em função da tensão necessária à plastificação (tensão de escoamento) respectivamente permanecer constante, aumentar ou diminuir durante as deformações plásticas. A fig. III.8 ilustra esses conceitos.

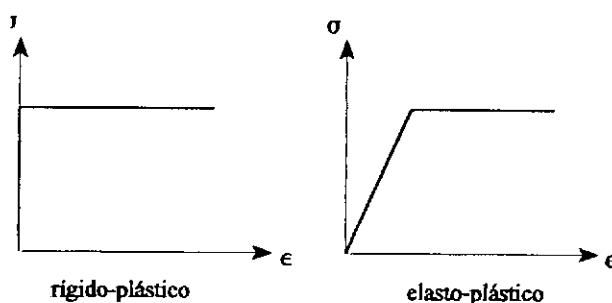


Fig. III.7: Comportamento rígido-plástico e elasto-plástico.

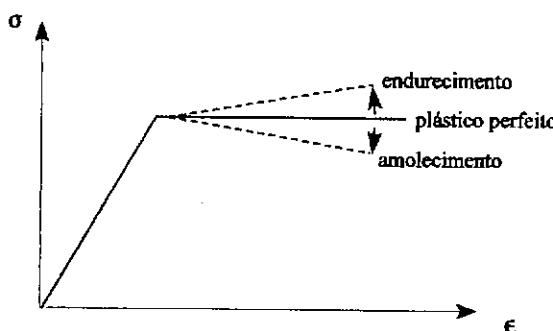


Fig. III.8: Comportamento plástico com endurecimento ou amolecimento.

Critérios de ruptura

Diferentes critérios de ruptura foram propostos para a previsão das condições limites de tensão a que o solo pode suportar. Os critérios de von Mises, Tresca e Mohr-Coulomb podem ser utilizados para modelar os aspectos de resistência do solo. Os dois primeiros critérios originalmente tratam a resistência como independente da tensão principal média, seguindo abordagem comum na mecânica dos materiais em geral.

A adequação dos critérios de von Mises e Tresca para materiais geotécnicos, admitindo uma variação linear de resistência com a tensão média efetiva (tal como o critério de Mohr-Coulomb), origina os critérios de von Mises extendido (ou critério de Drucker-Prager) e o de Tresca extendido.

Segundo Pender (1988), dentre os critérios citados, o de Mohr-Coulomb é o que mais se aproxima do comportamento do solo, embora, para soluções numéricas, os cantos angulosos deste critério resultam em maior esforço computacional. Um critério próximo ao de Mohr-Coulomb, porém com forma mais suave, foi proposto por Lade e Duncan (1975) e revisado em Lade (1977). Iturri (1991), por exemplo, discute com detalhe diversos critérios de ruptura.

Análises de ruptura

Quando se investiga o solo sob condições de deformações irreversíveis significativas, para as quais as deformações sofridas pelo solo sob regime elástico tornam-se negligenciáveis, a adoção de uma modelagem rígida-plástica é justificada. Este é o caso de problemas exclusivos de ruptura, tal como são tratados pela mecânica de solos clássica os problemas de estabilidade de taludes e de capacidade de carga.

Wroth e Houlsby (1985) ressaltam a distinção entre escoamento e ruptura, observando que apenas sob condições plástico perfeitas os dois conceitos são equivalentes. Chen (1975) mostra como o carregamento incremental de uma massa de solo causa progressivamente a ampliação da região plastificada, a qual estará inicialmente contida pela região não plastificada. A ruptura do sistema como um todo ocorre quando a plastificação atinge proporções que determinem o então chamado escoamento plástico irrestrito ou incontrolado.

Chen (1975) admite que uma análise levando em conta aspectos de plastificação contida torna-se muito complexa, justificando assim o desenvolvimento de métodos diretos, tais como os de equilíbrio limite e de análise limite. Para representar a região plastificada, os métodos para avaliação direta de estabilidade e de capacidade de carga exigem a definição a priori das regiões envolvidas na ruptura.

Muito utilizados na prática de engenharia geotécnica, os métodos de **equilíbrio limite** procuram criar modelos simples de ruptura de forma que a solucionar problemas pelo cálculo de equilíbrio estático das massas. São admitidas linhas de deslizamento, definindo superfícies padrões de ruptura, e investigadas as geometrias críticas que corresponderão às condições de equilíbrio limite do problema. Podem ser encontrados enfoques mais sofisticados dos conceitos de equilíbrio limite, tal como discutido em Soares (1971). Uma sofisticação possível é o **método das características**, cuja aplicação a problemas de ruptura em solos é defendida por Houlsby e Wroth (1982). O método se baseia na solução do sistema de equações de plasticidade + equilíbrio + compatibilidade pela consideração de direções características de deslizamento.

O método de **análise limite**, de desenvolvimento mais recente, é considerado rigoroso sob o ponto de vista teórico. O método alia aspectos relativos ao equilíbrio estático e à coerência cinemática das massas em análise, com base nos teoremas de limite plástico propostos por Drucker na década de 50. O teorema do limite inferior trata aspectos estáticos, garantindo que as tensões não atinjam condições de escoamento (coincidente com ruptura para o modelo plástico perfeito). O teorema do limite superior trata aspectos cinemáticos, garantindo o escoamento quando alcançado um campo de velocidade instável que seja cinematicamente admissível. Estes teoremas são discutidos com mais detalhes em Ehrlich (1987), por exemplo. Chen (1975) detalha e aplica o método de análise limite, incluindo um valioso histórico de plasticidade aplicada aos solos. Considerações históricas da teoria da plasticidade são também encontradas em Vallapan (1981).

Embora reconheça o valor do modelo plástico perfeito para a solução de problemas de estabilidade, Chen (1984) observa que este representa uma idealização severa ao ignorar o endurecimento ou amolecimento típicos dos solos. Consequentemente, é recomendado cuidado na escolha dos parâmetros e na interpretação dos resultados.

III.3.4 Modelagem elasto-plástica

O principal requisito para uma análise integrada de deformação e ruptura dos solos, superando a compartmentação da abordagem elástica + rígida-plástica, é o uso de uma relação constitutiva capaz de modelar o comportamento do solo até a ruptura e após a ela. Aliada a métodos numéricos, tal relação poderia ser empregada para análises mais realistas (Lade e Duncan, 1975).

A elasto-plasticidade representa uma extensão da idealização elástica particularmente necessária no caso dos solos. Embora existam problemas de engenharia onde as deformações plásticas são muito maiores que as elásticas, para os quais pode-se admitir um comportamento puramente plástico (idealização rígida-plástica), a grande parte dos problemas geotécnicos envolve deformações elásticas e plásticas de mesma ordem de grandeza, sendo então considerados problemas elasto-plásticos.

O enfoque elasto-plástico admite dois regimes de resposta. No regime elástico há uma relação direta entre incrementos de tensão e os consequentes incrementos de

deformação (refletindo uma relação biunívoca entre os estados de tensão e deformação). Já no regime plástico há uma relação envolvendo o estado corrente de tensão e deformação e os conseqüentes incrementos de tensão e deformação (Chen, 1984). Assim a deformação plástica total não pode ser determinada inequivocamente em função do estado de tensões tal como assumido em um regime elástico, sendo dependente da história da solicitação.

Na abordagem elasto-plástica, a modelagem tensão-deformação deve incluir no mínimo os seguintes aspectos:

- (a) relação tensão-deformação elástica;
- (b) critério ou condição de escoamento, indicando o nível de tensão que desperta a deformação plástica;
- (c) relação tensão-deformação plástica.

Modelagens que representem o fenômeno de endurecimento (*hardening*) ou amolecimento (*softening*) durante o processo de deformação plástica, caracterizando um comportamento plástico não perfeito, devem incluir também uma relação incorporando este fenômeno ao modelo.

Nestes termos podem ser definidos os seguintes conceitos de plasticidade:

- condição de escoamento inicial (*yield condition*), relativa a definição do limite elástico do solo.
- lei de endurecimento ou amolecimento, usada para estabelecer as condições dos estados plásticos subseqüentes.
- lei de escoamento plástico (*flow rule*), relaciona os incrementos de deformações às tensões e aos incrementos de tensões.

A condição de escoamento é expressa pela função de escoamento, combinação crítica de componentes de tensão que despertam o escoamento plástico, e pode ser convenientemente representada na forma de superfícies de escoamento (*yield surfaces* ou *yield locus*). Como a superfície de escoamento representa a transição do regime elástico para o regime plástico, os estados de tensões internos a uma superfície de escoamento convexa representam condições elásticas, enquanto os estados sobre a superfície representam condições plásticas. Não são admitidos estados de tensões externos à superfície, neste sentido a superfície de escoamento representa uma superfície de estados limites.

O processo de **endurecimento / amolecimento** é caracterizado por uma variação da fronteira de escoamento durante a ocorrência de deformações plásticas. Um material com tal características, se solicitado incrementalmente até o escoamento, apresentará, após escoar, uma tensão de escoamento maior (endurecimento) ou menor (amolecimento) para os incrementos subseqüentes. O endurecimento corresponde a uma expansão da superfície de escoamento, e o amolecimento a uma retração. No caso geral, a superfície de escoamento pode variar em tamanho, forma e posição. Admitindo que o efeito de endurecimento sobre a forma de superfície seja desprezível, o endurecimento é dito **isotrópico** se for acompanhado apenas pela variação de tamanho da superfície, e **cinemático** se promover apenas o deslocamento da superfície no espaço de tensões. A fig. III.9 ilustra possíveis formas de modificação da superfície de escoamento.

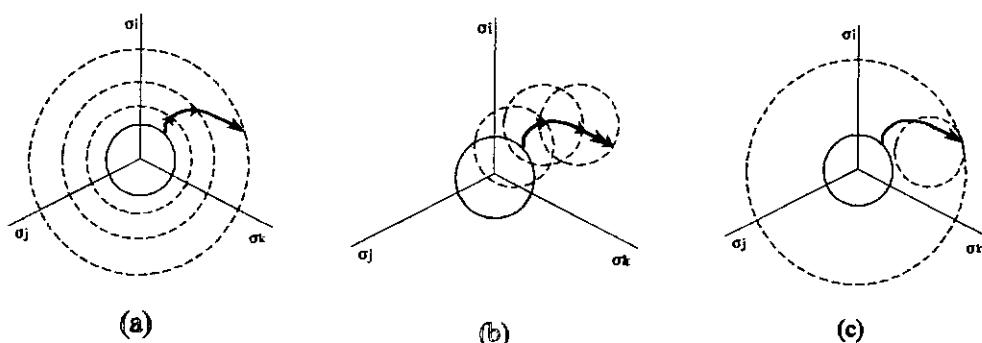


Fig. III.9: (a) endurecimento isotrópico, (b) endurecimento cinemático, (c) superfície de escoamento dupla com endurecimento isotrópico e cinemático.

A **lei de escoamento plástico** fornece relações constitutivas entre incrementos de deformações plásticas, tensões e incrementos de tensões. Ela corresponde a uma relação tensão-deformação plástica que substitui a relação tensão-deformação elástica após a plastificação. Em conjunto com a condição de escoamento (transição do estado elástico para o plástico) e a lei de endurecimento (transição entre estados plásticos no caso de modelos plásticos não perfeitos), a lei de escoamento plástico completa a modelagem elasto-plástica.

Uma característica marcante do comportamento tensão-deformação plástico, distingindo-o do elástico, é a independência da direção do incremento de deformação plástica em relação a direção do incremento de tensão que proporcionou o escoamento. Segundo Wood (1990), a direção do vetor de incremento de deformação plástica depende da combinação particular de tensões do ponto no qual a superfície de escoamento foi alcançada, não sendo relevante a direção no espaço de tensões através do qual esta foi alcançada. Pode-se definir **potencial plástico** como uma função escalar de tensões a partir da qual as componentes de deformação plástica podem ser obtidas por diferenciação parcial em relações as tensões (Vallapan, 1981). Caso as funções de escoamento e de potencial plástico coincidam está caracterizada uma **lei de escoamento plástico associada**.

O Modelo de Drucker-Prager

O modelo proposto por Drucker e Prager em 1952 admite um comportamento elasto-plástico perfeito para o solo. Drucker e outros (1957) observam que o modelo necessariamente conduz a um aumento de volume associado às deformações plásticas cisalhantes em solos com $\phi > 0$. Almeida (1978b), por exemplo, demonstra que este efeito de dilatância está relacionado à utilização de uma lei de escoamento associada. O mesmo autor considera como outra limitação o fato de o modelo não refletir a variação da rigidez e do ângulo de atrito com a pressão confinante.

Segundo Chen (1984), trata-se de um modelo computacionalmente simples, capaz de refletir algumas importantes características do comportamento do solo, tais como: resposta elástica a pequenas cargas, baixa rigidez próxima à ruptura e descarregamento elástico após escoamento. Como limitações destacam-se a excessiva dilatância prevista no escoamento e a incapacidade de simular histerese no domínio elástico.

III.3.5 Modelo Camclay

Abordagem dos estados críticos

Os conceitos básicos de uma mecânica dos solos dos estados críticos foram originalmente propostos por Roscoe e outros (1958). Roscoe e Schofield (1963)

apresentam um tratamento matemático desses conceitos, definindo as bases de um modelo elasto-plástico segundo a teoria dos estados críticos. Schofield e Wroth (1968) propõem a mecânica dos solos dos estados críticos enfocando detalhadamente diferentes aspectos do comportamento do solo à luz da teoria proposta.

Segundo Pender (1988), o enfoque dos estados críticos provê um ambiente adequado para a interpretação do comportamento tensão-deformação-resistência dos solos, embora a rigor represente não mais que uma síntese de diferentes aspectos desse comportamento. A evolução da mecânica dos solos mostrou que esse ambiente pode propiciar uma base conceitual poderosa para o desenvolvimento de modelos matemáticos apropriados à simulação da resposta do solo.

Pode-se identificar duas idéias fundamentais à teoria dos estados críticos:

- (i) além das variáveis de tensão, é necessária uma variável volumétrica para se ter um "quadro" completo do comportamento do solo;
- (ii) quando um solo é solicitado à ruptura por cisalhamento eventualmente alcança um estado plástico perfeito, no qual as deformações cisalhantes ocorrem de forma independente da variação de tensões efetivas e de volume.

Dessa forma, pode-se definir como "ambiente de trabalho" o espaço tridimensional $q:p:v$, podendo a variável volumétrica v ser substituída pelo volume específico ν ou pelo teor de umidade w (caso saturado).

O núcleo da teoria proposta é o conceito de que o solo quando cisalhado até a ruptura atingirá um estado bem definido que pode ser determinado pelas equações a seguir (Schofield e Wroth, 1968):

$$q = M p' \quad (\text{III.25})$$

$$\Gamma = \nu + \lambda \ln p' \quad (\text{III.26})$$

onde: q, p' = variáveis de tensão;

ν = volume específico (variável volumétrica) e

M, Γ e λ são propriedades características do solo.

Em tal estado, denominado **estado crítico**, ter-se-á deformação cisalhante, $d\epsilon >> 0$, para tensão e volume constantes, $dq=dp'=dv=0$.

O enfoque dos estados críticos responde por diversos aspectos de comportamento abordados no item III.2, tais como a vinculação da resposta do solo ao seu estado volumétrico corrente e a possibilidade de um estado volumétrico estável ao cisalhamento. Hvorslev (1960) reconhece a importância dos conceitos propostos por Roscoe e outros (1958), sugerindo que sejam realizados ensaios para verificar a influência da tensão principal intermediária sobre os parâmetros de estado crítico. Almeida (1982) analisou resultados de ensaios em uma argila natural (argila do Sarapuí) e concluiu que o comportamento desta se enquadra bastante bem na idealização dos estados críticos, embora admita que os parâmetros de estado crítico tenham se apresentado dependentes do nível de tensões.

O modelo

Discutindo aspectos da modelagem elasto-plástica com endurecimento aplicada a solos, Drucker e outros (1957) reconhecem a inadequação da utilização do critério de ruptura de Coulomb como superfície de escoamento. Os autores sugerem a pesquisa de formas de superfície de escoamento mais adequadas, e, necessariamente, convexas, de forma a possibilitar uma condição plástica perfeita, na qual deformações plásticas ocorreriam sem variação de volume.

Partindo dos estudos de Hvorslev, que mostrou ser a coesão do solo variável com o índice de vazios na condição de ruptura, de forma que a diminuição do índice de vazios corresponderia a um endurecimento plástico, e associando-os aos conceitos de estados críticos então propostos, Roscoe e outros (1958) apresentam as bases de uma modelagem elasto-plástica para o comportamento tensão-deformação-resistência dos solos posteriormente conhecida como modelo Camclay.

Admitindo que a parcela elástica seja conservada, Roscoe e Schofield (1963) formulam para o trabalho dissipado durante o cisalhamento no estado crítico:

$$W = p' \delta \epsilon_p^p + q \delta \epsilon_q^p \quad (\text{III.27})$$

Admitindo que a parcela plástica seja totalmente dissipada por atrito pode-se escrever:

$$W = q \delta \epsilon_q^p = M p' \delta \epsilon_q^p \quad (\text{III.28})$$

de forma que:

$$M p' \delta\epsilon_q^p = p' \delta\epsilon_p^p + q \delta\epsilon_q^p \quad (\text{III.29})$$

ou

$$\frac{\delta\epsilon_p^p}{\delta\epsilon_q^p} = M - \frac{q}{p'} \quad (\text{III.30})$$

A equação acima determina a função de potencial plástico a partir da qual Roscoe e Schofield (1963) formulam a superfície de escoamento do modelo Camclay:

$$\nu = \Gamma + \lambda - k - \lambda \ln p' - \frac{(\lambda - k)q}{Mp'} \quad (\text{III.31})$$

Correspondente à curva de escoamento apresentada na fig. III.9 no espaço $q:p':v$ e na fig. III.10 para um plano vertical por sobre a linha de descarregamento hidrostático. Observa-se sua forma convexa tal como proposto por Drucker e outros (1957).

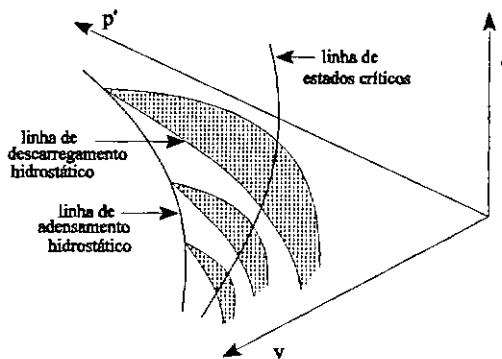


Fig. III.9: Modelo Camclay (Atkinson e Bransby, 1978).

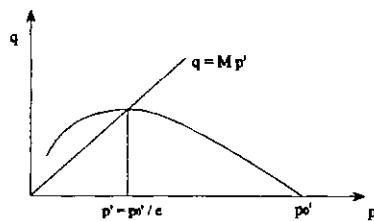


Fig. III.10: Fronteira de escoamento sobre a linha de descarregamento hidrostático.

A relação entre volume específico v e tensão média efetiva p' é admitida linear no plano $v:(\ln p')$, podendo-se expressar a linha de adensamento hidrostático como:

$$\lambda \ln p' = N - v \quad (\text{III.32})$$

(onde N é uma propriedade característica do solo), e a linha de estados críticos como:

$$\lambda \ln p' = \Gamma - v \quad (\text{III.33})$$

O modelo requer determinação de quatro parâmetros fundamentais:

λ associado ao coeficiente de compressão (C_c) na forma:

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (\text{III.34})$$

k associado ao coeficiente de descompressão (C_s) na forma:

$$k = \frac{C_s}{2,3} \quad (\text{III.35})$$

M associado ao ângulo de atrito efetivo na forma:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen}\phi'}{3 + \operatorname{sen}\phi'} \quad (\text{III.36})$$

(caso de compressão)

$$M = \frac{6 \operatorname{sen}\phi'}{3 - \operatorname{sen}\phi'} \quad (\text{III.37})$$

(caso de extensão)

Γ localização da linha de estados críticos no plano $v:\ln p'$, associado ao índice de vazios de estado crítico para uma tensão efetiva média unitária (e_{cs}).

$$\Gamma = e_{cs} + 1 \quad (\text{III.38})$$

O parâmetro N , relativo à linha de consolidação hidrostática virgem, pode ser obtido a partir dos outros pela expressão:

$$N - \Gamma = \lambda - k \quad (\text{III.39})$$

Na concepção original do modelo Cam-clay foram admitidas apenas componentes volumétricas de deformações recuperáveis, ou seja, as deformações cisalhantes elásticas são nulas. As deformações volumétricas elásticas dependem não linearmente da tensão média efetiva e independem da tensão desviadora. Nestes termos, conforme Pender (1988), as relações tensão-deformação do modelo podem ser expressas na forma matricial como:

$$\begin{vmatrix} \delta\epsilon_p^e \\ \delta\epsilon_q^e \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{k}{vp'} & 0 \\ 0 & 0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{vmatrix} \quad (\text{III.40})$$

$$\begin{vmatrix} \delta\epsilon_p^p \\ \delta\epsilon_q^p \end{vmatrix} = \frac{\lambda - k}{vp' M(M-\eta)} \begin{vmatrix} (M-\eta)^2 & (M-\eta) \\ (M-\eta) & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{vmatrix} \quad (\text{III.41})$$

Segundo Pender (1988), a diferenciação entre a superfície de escoamento e a envoltória de ruptura permitiu ao modelo Cam-clay superar um dos obstáculos das tentativas anteriores de aplicar conceitos de plasticidade à modelagem do comportamento do solo. No plano $q:p'$ a envoltória de ruptura e a fronteira de escoamento coincidem apenas em um ponto, correspondente ao ponto de inflexão da última e caracterizado por um estado crítico, no qual ocorrem deformações cisalhantes a volume constante. No espaço $q:p':v$ pontos como este definem a linha de estados críticos.

Modelo Camclay Modificado

Burland (1965), sob o enfoque dos estados críticos, propõe o tratamento do trabalho dissipado na deformação plástica na forma:

$$W = p \sqrt{(\delta\epsilon_p^p)^2 + (M \delta\epsilon_q^p)^2} \quad (\text{III.42})$$

como alternativa à formulação proposta por Roscoe e Schofield (1963), eq. III.28. Seguindo o desenvolvimento original desse trabalho, Burland (1965) apresenta as bases do chamado modelo Cam-clay modificado, formalizado posteriormente por Roscoe e Burland em 1968.

A nova superfície de escoamento corresponde a uma elipse no plano vertical por sobre a linha de descarregamento hidrostático, conforme ilustra a fig. III.11.

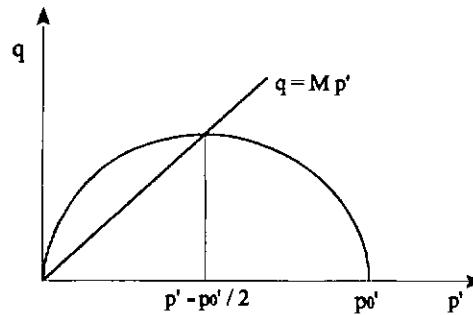


Fig. III.11: Fronteira de escoamento do modelo Cam-clay Modificado sobre a linha de descarregamento hidrostático.

Embora o modelo Cam-clay Modificado a princípio considere apenas a componente de deformação volumétrica como parcialmente recuperável (Chen, 1984 e Pender, 1988), tal como o modelo Cam-clay original, a consideração de deformações cisalhantes elásticas pode ser efetivada pela adoção de um módulo elástico cisalhante adequado. Trabalhos como Almeida e outros (1987) e Wood (1990) admitem então um parâmetro adicional ao modelo, o módulo de deformação elástico cisalhante (G). As propriedades elásticas do modelo se expressam então na forma:

$$K' = \frac{v p'}{k} \quad (\text{III.43})$$

$$G' = K' \frac{3(1-2v')}{2(1+v')} \quad (\text{III.44})$$

$$\delta \epsilon_p^e = k \frac{\delta p'}{v p'} \quad (\text{III.45})$$

$$\delta \epsilon_q^e = \frac{\delta q}{3G'} \quad (\text{III.46})$$

Nestes termos, as relações tensão-deformação do modelo Cam-clay Modificado podem ser expressas na forma matricial (Pender, 1988) como:

$$\begin{vmatrix} \delta\epsilon_p^e \\ \delta\epsilon_q^e \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{k}{vp'} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G'} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{vmatrix} \quad (\text{III.47})$$

$$\begin{vmatrix} \delta\epsilon_p^p \\ \delta\epsilon_q^p \end{vmatrix} = \frac{\lambda - k}{vp' (M^2 + \eta^2)} \begin{vmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{(M^2 - \eta^2)} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{vmatrix} \quad (\text{III.48})$$

Observa-se que, tal como no modelo Cam-clay original, a matriz de acoplamento de deformações plásticas (eq. III.48) é simétrica, em função da admissão de uma lei de escoamento associada (Wood, 1990).

Uma alteração da modelagem Cam-clay objetivando melhor representar o comportamento de solos fortemente sobredensados leva ao chamado modelo de Schofield, o qual incorpora a superfície de Hvorslev como condição alternativa de escoamento no lado seco da linha estados críticos (Schofield, 1980). Aplicações deste modelo são encontradas em Bolton e outros (1989).

Chen (1984) destaca a capacidade dos modelos Cam-clay de efetivamente simular o fenômeno de dilatância e de prever endurecimento ou amolecimento plástico do solo em função da história de tensões. Entretanto, o citado autor considera que modelos com mecanismo de endurecimento não cinemático, tal como são os modelos Cam-clay, não se adequam a simulação do comportamento do solo sob solicitação cíclica.

Zagottis (1974) considera a modelagem de Roscoe como o primeiro modelo completo desenvolvido para solos, representando um campo de pesquisas extremamente promissor para a Mecânica de Solos. O grande número de modelos desenvolvidos com base no modelo Cam-clay, particularmente a partir da década de 80, vêm confirmar o preconizado pelo citado autor.

Pender (1988) reconhece o grande avanço que a modelagem de Roscoe representa para a modelagem constitutiva do comportamento tensão-deformação-resistência dos solos,

entretanto destaca como limitações da modelagem aspectos como o comportamento pre-escoamento do solo sobreadensado ser tratado como simplesmente elástico e a consideração de endurecimento somente isotrópico, contrariando evidências experimentais em solos naturais.

III.3.5 Outros modelos

Foi notável a proliferação de modelagens elasto-plásticas a partir de meados da década de 70. Procurando simular a resposta do solo quando solicitado à variação de tensões, diversas tentativas foram desenvolvidas, com diferentes graus de complexidade, e orientadas para diferentes condições iniciais do solo e de solicitação. Grande parte dessas tentativas partiram para uma sofisticação direta do modelo Camclay, enquanto outras utilizaram formulações elasto-plásticas alternativas, tais como a utilização de lei de escoamento não associada, múltiplas superfícies de escoamento e endurecimento cinemático.

Considerando que uma lei de escoamento associada não é adequada aos solos quando vinculada a critérios de escoamento de forma cônica, Lade e Duncan (1975) apresentam um modelo elasto-plástico com endurecimento e lei de escoamento não associada para simulação do comportamento tensão-deformação de solos não coesivos. O domínio elástico é tratado nos termos da modelagem não linear hiperbólica de Duncan e Chang (1970). Duncan e outros (1977) apresentam uma revisão do modelo, corrigindo a formulação do potencial plástico. São aspectos positivos do modelo de Lade-Duncan a consideração da não linearidade no regime elástico e da influência da tensão principal intermediária. O modelo permite simulação do comportamento dilatante e de relativa dependência da resposta do solo em relação à história de tensões.

Lade (1977) sofistica o modelo anterior, baseado em apenas uma superfície de escoamento de forma cônica, pela incorporação de um mais critério de escoamento, dedicado então ao tratamento de solicitações hidrostáticas. É também considerada a curvatura da envoltória de resistência. Já o modelo apresentado em Lade (1990) utiliza apenas uma superfície de escoamento, diferenciada da superfície de potencial plástico (lei de escoamento não associada) e um critério de ruptura isotrópico. Uma descrição desse

modelo pode ser encontrada em Iturri (1991), que destaca a facilidade de sua implementação numérica em função da superfície de escoamento única.

Prévost e Höeg (1975) destacam que é comum os solos apresentarem deformações inelásticas quase imediatamente após a aplicação da tensão, e propõem um modelo que inclui deformações cisalhantes plásticas pré escoamento volumétrico, utilizando lei de escoamento associada. Aplicável a solos não dilatantes, o modelo associa conceitos de estados críticos a uma superfície de escoamento parcializada em componentes volumétrica e cisalhante. Os autores admitem a consideração do solo como isotrópico como a principal deficiência do modelo proposto.

Pender (1978) propõe um modelo elasto-plástico para solos sobredensados fundamentado no enfoque dos estados críticos. Reconhecendo a eficácia dos modelos Cam-clay para o caso de solos normalmente adensados, o citado autor propõe sofisticações para um tratamento mais adequado dos caminhos de tensão abaixo da superfície de estados limites.

Mróz e outros (1979) modelam a anisotropia induzida por caminhos de tensões não hidrostáticos através da diferenciação entre a superfície limitante (*bounding surface*, ou superfície de contorno nos termos de Iturri, 1991) e a superfície de escoamento. A superfície limitante responde por um endurecimento isotrópico em função do estado volumétrico do solo, apresentando uma forma elíptica tal como no modelo Cam-clay Modificado. A superfície de escoamento, também de forma elíptica, "navega" no interior da superfície limitante, respondendo por um endurecimento cinemático e refletindo os efeitos de anisotropia em função da história de tensões. Dessa forma, o modelo proposto, "grava" duas memórias do solo: a memória de tensão máxima, através da dimensão da superfície limitante; e a memória de variação de tensões, através da evolução da superfície de escoamento. O modelo utiliza lei de escoamento associada e requer a definição de 8 parâmetros do solo.

Dafalias e Herrmann (1982) utilizam o conceito de superfície limitante coincidente com a superfície de estados limites de Camclay Modificado, tal como admitido também por Mróz e outros (1979). Neste modelo, entretanto, não há endurecimento cinemático assim como não é formulada propriamente uma superfície de escoamento.

O modelo admite deformações plásticas no interior da superfície limitante em função de um módulo de deformabilidade dependente da distância entre o estado de tensões e a superfície limitante correntes. Quanto mais próximo o estado de tensões estiver da superfície limitante maior será a taxa de deformação plástica para uma dada variação de tensão.

Pande e Sharma (1983) apresentam os conceitos de um **modelo multilaminado** (*multi-laminate model*) aplicado a solos. Através de uma discretização do solo por infinitos planos orientados aleatoriamente, aliada ao enfoque dos estados críticos, os autores se propõem a efetivamente caracterizar a influência das rotação de tensões principais. A aplicação de um enfoque tipo Cam-clay em termos das tensões atuantes em cada plano permite uma memória diferenciada por direção, levando naturalmente ao tratamento da rotação de tensões principais e da anisotropia induzida pela história de tensões.

Banerjee e Yousif (1986) destacam o efeito da anisotropia no comportamento tensão-deformação-resistência dos solos, distinguindo a anisotropia inerente (função das tensões atuantes durante a formação da camada) e a anisotropia induzida (desenvolvida quando subseqüentes carregamentos superam as características inicialmente inerentes). Os autores propõem uma formulação elasto-plástica incluindo a representação deste fenômeno. O modelo proposto utiliza uma superfície de escoamento com endurecimento isotrópico e cinemático combinado, aliada a uma lei de escoamento associada. Para o tratamento de solicitações cíclicas é aplicado o conceito de superfície limitante nos termos de Dafalias e Herrmann (1982), traduzindo-se em deformações plásticas pré escoamento.

Somasundaram e Desai (1988) apresentam um modelo elastoplástico não associado com endurecimento isotrópico e cinemático. Embora as superfícies de escoamento e de potencial plástico tenham a mesma forma (parecida com a do modelo Cam-clay original), elas evoluem de maneira distinta. A superfície de escoamento admite endurecimento isotrópico, enquanto a de potencial plástico pode transladar em função do caminho de tensões.

Murthy e outros (1991), apoiados em considerações micro estruturais sobre o processo de deformações plásticas em solos finos, admitem que tensões adicionais geradas devido ao cisalhamento justificariam correções que tornam o modelo Cam-clay original

mais coerente com observações experimentais. Segundo os citados autores, a energia não é totalmente dissipada durante o processo de deformação plástica volumétrica, sendo armazenada em grupamentos de partículas que se tornaram próximas o suficiente para não se afastarem durante o descarregamento, tal como ocorre em processo simplesmente elástico. A energia armazenada seria liberada durante o processo de cisalhamento, induzindo tensões adicionais que ajustariam a resposta tensão-deformação do Cam-clay original.

Diversas propostas para modelar matematicamente a influência do tempo sobre o comportamento dos solos são encontradas na literatura, correspondendo a diferentes níveis de complexidade e de generalização. Algumas dessas tentativas são discutidas no item IV.3.1, no capítulo dedicado a modelagem da resposta transiente.

III.4 Comentários

A análise dos diferentes aspectos do comportamento do solo solicitado por variação de tensão revela padrões que estimulam a busca de modelagens para a previsão do mesmo. Entretanto a complexidade que acompanha a resposta do solo, normalmente envolvendo diversas variáveis, exarcea-se quando se procura o entendimento integrado dos seus vários aspectos.

A deformabilidade do solo varia em função do nível de tensão, sendo reconhecidamente expressa de forma inelástica e com histerese entre descarregamento e recarregamento.

O estado volumétrico corrente do solo influencia suas características de deformabilidade, suas condições de escoamento e seus limites de resistência ao cisalhamento. Por outro lado, a forma pela qual o solo atingiu determinado estado (de tensões + volumétrico), ou seja, a história do solo, é decisiva na caracterização das condições de escoamento e de resistência, influenciando também o acoplamento entre efeitos cisalhantes e volumétricos.

Embora a influência do tempo sob o comportamento do solo seja comumente abordada em termos de efeitos distintos, há evidências que estas abordagens sejam

"retratos" de um mesmo fenômeno associado à viscosidade estrutural do solo, indicando que a influência do tempo é passível de modelagem.

Os modelos elásticos não lineares são relativamente simples, conceitual e matematicamente, resultando em fácil implementação numérica. Modelos populares, como o de Duncan e Chang (1970), podem permitir boas correlações com o comportamento observado em casos práticos em função da experiência adquirida com sua freqüente aplicação em projetos. São inevitáveis limitações deste tipo de modelo ao lidar com aspectos mais complexos do comportamento do solo, tais como a possibilidade de contração ou expansão durante o cisalhamento dependendo da história de estados do solo.

A análise do comportamento tensão-deformação-resistência dos solos de uma forma integrada requer enfoques mais sofisticados que os permitidos pelas idealizações elástica e plástica perfeita. Por sua vez, a caracterização de fronteiras de escoamento em diferentes tipos de solo sob diferentes condições de solicitação aproxima a resposta do solo de uma modelagem tipo elasto-plástica. Um grande passo para a modelagem elasto-plástica da resposta dos solos ocorreu quando Drucker e outros (1957) sugeriram que a envoltória de escoamento plástico incluisse uma tampa (*cap*) cruzando o eixo das tensões hidrostáticas. Quase ao mesmo tempo, Roscoe e outros (1958) iniciaram a formulação dos modelos Cam-Clay, caracterizados por uma superfície de escoamento fechada, endurecimento isotrópico e lei de escoamento associada.

Dentre os modelos elasto-plásticos podem-se observar alguns enfoques alternativos:

- superfície de escoamento parcializada;
- superfície limitante com superfícies de escoamento aninhadas;
- superfície de escoamento e/ou superfície limitante sujeita à contração;
- ausência de superfície de escoamento (escoamento transicional).

A combinação desses enfoques com diferentes condições de endurecimento e de lei de escoamento caracterizam as diversas modelagens apresentadas. Por exemplo, a tentativa de simular as deformações cisalhantes irreversíveis observadas antes de um escoamento plástico volumétrico deu origem a alternativas como:

- superfícies de escoamento aninhadas, com endurecimento cinemático da superfície interna (Mróz e outros,1979, Banerjee e Yousif,1986, Somasundaram e Desai,1988);

- superfície limitante, com lei de mapeamento entre o estado de tensões corrente e um ponto imagem nessa superfície (Dafalias e Herrmann, 1982).

Segundo Wroth e Houlsby (1985), essas sofisticações permitem uma transição suave do regime elástico para o regime plástico. Os autores comentam que os modelos com superfícies aninhadas, embora simulem com sucesso ensaios triaxiais, têm a desvantagem de requererem um grande número de parâmetros. Já os modelos com superfície limitante, mais econômicos em termos de parâmetros, exigem a determinação empírica de algumas funções.

Um desafio na simulação da resposta do solo é o desenvolvimento de um modelo simples para a reprodução de efeitos de anisotropia, de forma a poder prever as deformações plásticas que acompanham a rotação de tensões principais, mesmo quando mantidas as suas magnitudes. Wroth e Houlsby (1985) consideram que tal preocupação não é mero academicismo, pois tais efeitos são importantes em muitos problemas práticos, para os quais as soluções isotrópicas tendem a subestimar as deformações. Neste aspecto destaca-se o modelo multilaminado de Pande e Sharma (1983).

Embora a tarefa de prever o comportamento do solo represente um difícil desafio, os esforços neste sentido têm resultado em uma notável evolução desde as idéias iniciais de Terzaghi. A inviabilidade, ou mesmo impossibilidade, de um modelo completo para simular os diferentes tipos de solos sob as variadas formas de solicitação é uma opinião aparentemente unânime dentre os pesquisadores. Entretanto, quando consciente de suas limitações, o desenvolvimento de novas alternativas de modelagem permite progressivamente entender facetas antes obscuras do comportamento dos solos.

CAPÍTULO IV

MODELAGEM DO SOLO SOB CONDIÇÕES TRANSIENTES

IV.1 Introdução

Ao ser solicitado um solo saturado se deformará a medida que seu esqueleto sólido assume a variação de tensão em um primeiro instante suportada na forma de poropressão. Progressivamente a água nos vazios do solo perde a capacidade de suporte em função do processo de equilíbrio de pressões hidráulicas que acompanha o fluxo d'água pelo solo. O processo transiente de transferência de tensões para o esqueleto sólido e o fluxo relativo à expulsão (ou absorção) de água associada à contração (ou expansão) do solo integram um mesmo fenômeno. Dessa forma, a solução de um problema de deformação em solo saturado envolve a análise simultânea de um problema de equilíbrio em um sólido deformável e de um problema de fluxo em um meio poroso ao longo do tempo.

Esta associação caracteriza a complexidade do fenômeno físico, a qual se reflete na complexidade da modelagem matemática do fenômeno. É comum a utilização de hipóteses simplificadoras da modelagem, dependendo do tipo de problema justificada por resultados relativamente próximos em termos práticos.

Neste capítulo inicialmente são caracterizados os problemas transitentes em geotecnia e introduzido o conceito de problema de valor de fronteira, item IV.2. A seguir são discutidas propostas de modelagem do adensamento, diferenciadas basicamente pelas hipóteses utilizadas ou não na formulação matemática do fenômeno, item IV.3, dando-se ênfase ao acoplamento entre fluxo e deformação.

IV.2 Problemas transitentes de fluxo e deformação

IV.2.1 Caracterização do problema transitente

Dependendo do tipo de solicitação de origem pode-se distinguir problemas inicialmente de variação de tensão provocando fluxo, problemas inicialmente de fluxo provocando variação de tensão e problemas de variação de tensão e de fluxo

simultâneos interagindo entre si. A fig. IV.1 esquematiza exemplos do primeiro caso citado. A variação de tensão sobre a massa de solo, seja carga ou alívio, promoverá o fluxo mesmo se mantidas as condições de fronteira hidráulicas, ou seja, nível d'água constante. A fig. VI.2 esquematiza exemplos do segundo caso: a variação das condições hidráulicas promoverá a variação de tensões no solo. A fig. IV.3 esquematiza exemplos do terceiro caso, em que alterações promovidas por agentes externos tanto sobre o estado de tensões quanto sobre o regime de fluxo produzirão efeitos interagindo entre si.

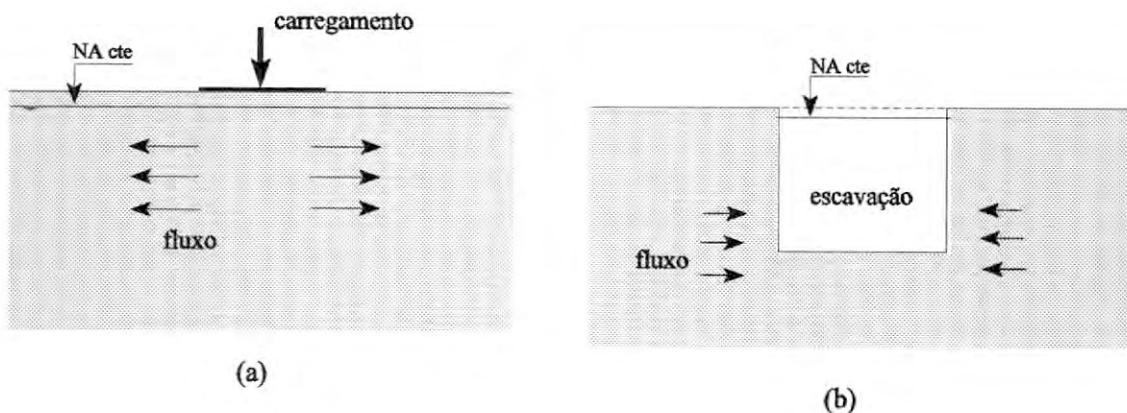


Fig. IV.1: (a) carregamento de uma camada de solo;
(b) escavação sob nível d'água constante.

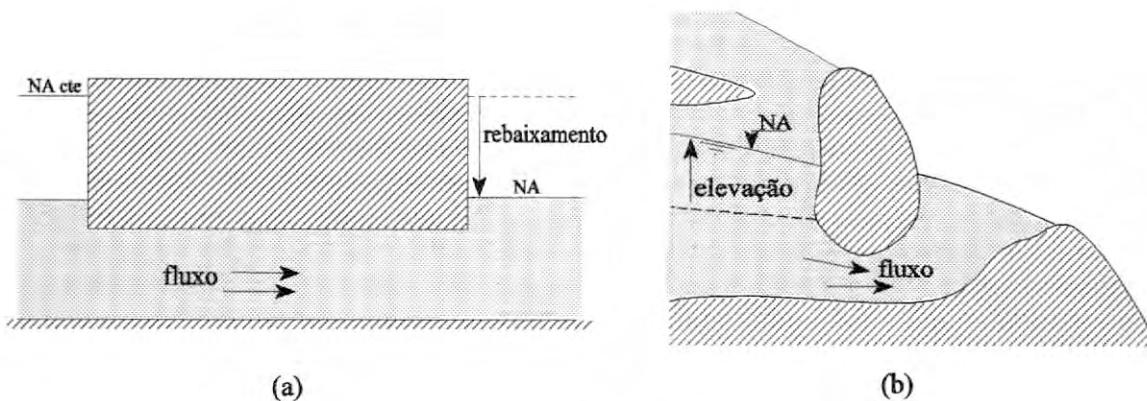


Fig. IV.2: (a) problema de variação de condições hidráulicas;
(b) elevação do nível d'água em uma encosta.

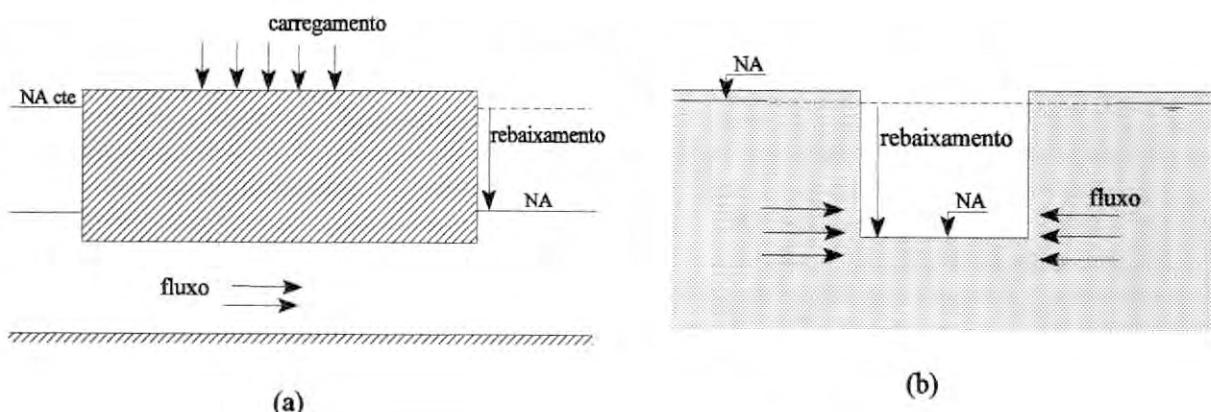


Fig. IV3: (a) problema de variação de tensão e de condições hidráulicas;
 (b) escavação com rebaixamento do nível d'água.

Problemas de variação do estado de tensão-deformação dependentes do tempo caracterizam **problemas de deformação transiente**. Embora esse tipo de problema se caracterize pela evolução da poropressão no tempo, tendendo ao equilíbrio pela dissipação do excesso de poropressão, é comum admitir-se comportamentos limites drenados (equilíbrio final ou total dissipação) ou não drenado (desequilíbrio inicial ou nenhuma dissipação) nas análises e projetos de obras geotécnicas. Esta prática, embora não corresponda a um efetivo tratamento do fenômeno transiente, muitas vezes se justifica em função das características de um dado problema. O tempo necessário ao equilíbrio de poropressão dependerá da combinação da velocidade de carregamento (ou descarregamento), da velocidade de variação das condições hidráulicas, das características de compressibilidade e de permeabilidade do solo e das condições de drenagem do problema. A análise desses fatores pode indicar a propriedade de uma simplificação em termos drenados e/ou não drenados, evitando assim uma solução parcialmente drenada (ou transiente) mais complexa. Em grande parte dos problemas práticos, entretanto, tais simplificações podem ocultar condições críticas de estabilidade, incorrendo em erros significativos na avaliação das deformações e em situações de risco.

Problemas de variação das condições de contorno hidráulicas nos quais é relevante a evolução da solução no tempo caracterizam **problemas de fluxo transiente**. Conforme discutido anteriormente o fluxo transiente em solos sempre estará ligado ao

processo de deformação. O nível desta ligação está relacionado às características de compressibilidade do solo, caso se considere um solo não compressível esta ligação perde o sentido.

De acordo com as condições de fluxo admitidas a análise de um problema de percolação d'água no solo envolve diferentes graus de complexidade. A solução de um problema de fluxo em meio rígido é mais simples que em meio deformável, onde fluxo e deformação estão acoplados. Por outro lado, o fluxo confinado é de solução mais simples que o de fluxo não confinado. Na primeira condição o domínio do fluxo é definido de antemão, enquanto na segunda a sua definição é parte da solução.

Os materiais na natureza são raramente isotrópicos e homogêneos, o que torna a análise de problemas práticos mais complexa, particularmente em termos de investigação de parâmetros. Em solos sedimentares a anisotropia pode resultar de mudanças no ambiente de deposição, como no caso de depósitos de argila contendo lentes de areia. Em solos residuais a anisotropia pode estar associada ao intemperismo diferenciado e a características da rocha matriz. Aterros podem apresentar anisotropia em função do processo de compactação em camadas ou pela deliberada utilização de camadas drenantes ou impermeáveis. As características de permeabilidade e de resistência ao cisalhamento são particularmente sujeitas a efeitos de anisotropia. Muitos dos fatores naturais causadores de anisotropia são também responsáveis pela não homogeneidade da massa de solo.

IV.2.2 Problemas de valor de fronteira

Problemas envolvendo grandezas potenciais relacionados a geometrias definidas caracterizam problemas de valor de fronteira. A definição completa deste tipo de problema para modelagem matemática exige requisitos tais como:

- (1) dimensão e forma da região ou domínio;
- (2) equação de modelagem matemática;
- (3) condições de contorno da região;
- (4) condições iniciais na região (caso problema seja dependente do tempo);
- (5) distribuição espacial dos parâmetros do meio;
- (6) método de solução.

Freeze e Cherry (1979) exemplificam um problema simples de fluxo, apresentado na fig. IV.4. Neste caso, por inspeção, conclui-se que a carga hidráulica no ponto P vale 50m. Uma solução dessa forma exigiu os requisitos (1), (3), (5) e (6) dentre os citados acima. No caso, o método de solução foi por inspeção. Outros métodos de solução possíveis seriam o uso de técnicas gráficas, técnicas matemáticas analíticas e técnicas matemáticas numéricas.

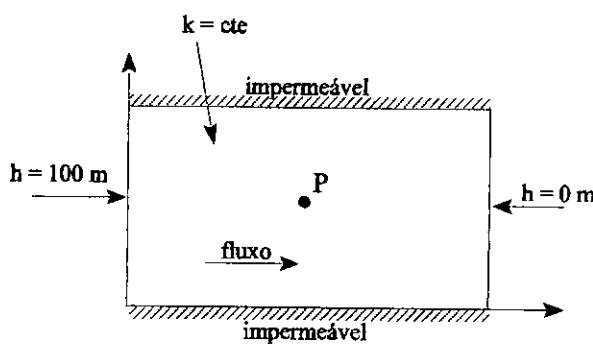


Fig. IV.4: Exemplo de problema de fronteira simples: fluxo através de uma região retangular homogênea (Freeze e Cherry, 1979).

Os problemas de tensão-deformação-fluxo em solos podem ser expressos como problemas de valor de fronteira envolvendo equações diferenciais em um domínio, normalmente de solução possível através de técnicas matemáticas numéricas.

IV.2.3 Condições de contorno

As equações diferenciais que modelam o comportamento transiente do solo somente apresentam solução única se aplicadas dentro de um domínio com condições de contorno definidas. Um problema hipotético, apresentado na fig. IV.5, caracteriza as condições de fronteira de deformação e de fluxo.

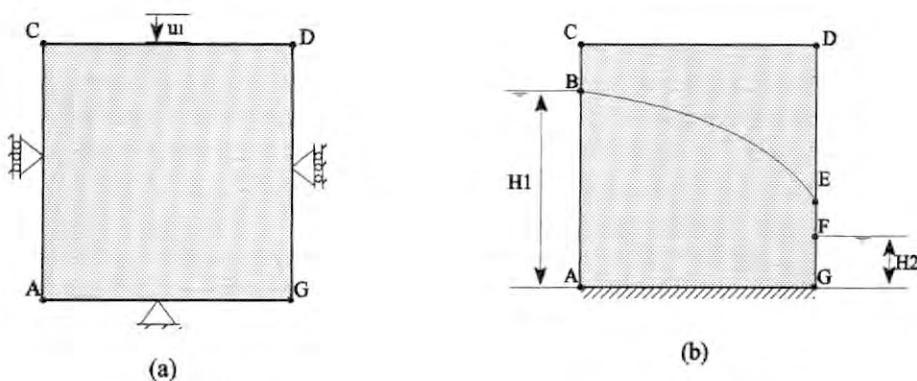


Fig. IV.5: Condições de contorno de um problema de deformação (a) e fluxo (b).

Em termos de deformação:

- fronteira AC: deslocamento restrito na direção x

$$u_x = 0 \quad (\text{IV.1})$$

- fronteira CD: deslocamento prescrito na direção y

$$u_y = u_1 \quad (\text{IV.2})$$

- fronteira DG: deslocamento restrito na direção x

$$u_x = 0 \quad (\text{IV.3})$$

- fronteira GA: deslocamento restrito nas direções x e y

$$u_x = u_y = 0 \quad (\text{IV.4})$$

Em termos de fluxo:

- fronteira AB: carga hidráulica prescrita

$$h = H_1 \quad (\text{IV.5})$$

- fronteira FG: carga hidráulica prescrita

$$h = H_2 \quad (\text{IV.6})$$

- fronteira AG: fronteira impermeável

$$\frac{\delta h}{\delta n} = \frac{\delta h}{\delta z} = 0 \quad (\text{IV.7})$$

onde n é a normal à fronteira considerada

- fronteira EF: face de surgência

$$h = z \quad (\text{IV.8})$$

considerando apenas o domínio saturado:

- fronteira BE: linha freática

$$h = z \quad (\text{IV.9})$$

$$k_n \frac{\delta h}{\delta n} = v_{SF}(t) S_y \quad (\text{IV.10})$$

onde: $v_{SF}(t)$ = velocidade de deslocamento da superfície livre,
caso estacionário $v_{SF}(t) = 0$;
 k_n = permeabilidade na direção n ;
 S_y = rendimento específico (definido no item II.2.5).

Para a representação completa de um problema de tensão-deformação-fluxo pode-se também aplicar carregamentos e vazões prescritas. Aspectos da simulação de eventos são discutidos por exemplo em Lopes (1992).

IV.3 Modelagem da resposta transiente

IV.3.1 Modelagem do adensamento

O estudo teórico do processo de adensamento unidimensional dos solos tem por objetivo formular equações que permitam a previsão dos índices de vazios, tensões efetivas e poropressões em qualquer ponto e a qualquer tempo em uma camada de solo. A generalização a condições tridimensionais envolve também diferentes componentes de deformação relativas às direções consideradas.

Diferentes hipóteses físicas e matemáticas podem ser utilizadas para viabilizar o tratamento teórico do adensamento dos solos, como por exemplo a consideração de incompressibilidade dos grãos e da água, a validade da Lei de Darcy para o fluxo e do enfoque de pequenos deslocamentos para o esqueleto sólido. O tratamento rigoroso do processo acoplado de deformação e fluxo envolve aspectos como:

- equações diferenciais no ambiente espaço:tempo;
- diversas propriedades constitutivas variáveis ao longo do processo, tais como permeabilidade, deformabilidade e resistência ao cisalhamento, evidenciando um processo não linear;
- a ocorrência de fluênci, ou seja, efeitos viscosos na resposta do esqueleto sólido.

O efeito de acoplamento fluxo-tensão-deformação foi inicialmente identificado por Terzaghi na década de 20 quando tratou do fenômeno do adensamento. O modelo de adensamento unidimensional proposto por Terzaghi na década de 20 é reconhecidamente a primeira representação coerente do fenômeno em bases científicas. Admite-se que a introdução do princípio das tensões efetivas, descrevendo conceitualmente que a tensão a que efetivamente o "esqueleto" do solo está submetido depende da pressão atuante no fluido que preenche seus vazios, marcou o início da mecânica dos solos como ciência.

Formalizada posteriormente em Terzaghi e Frölich (1936), a assim chamada teoria convencional do adensamento admite fluxo e deformação em apenas uma direção, e pode ser expressa em termos de:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{IV.11})$$

onde: u = excesso de poropressão;

c_v = coeficiente de adensamento = constante;

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (\text{IV.12})$$

k = permeabilidade = constante;

m_v = coeficiente de compressibilidade volumétrica;

$$m_v = \frac{\delta \sigma'}{\delta \epsilon_p} \quad (\text{IV.13})$$

σ' = tensão efetiva vertical;

ϵ_p = deformação volumétrica.

A expressão IV.11 avalia a dissipação de poropressão no tempo. Para a avaliação da deformação deve-se aplicar uma relação constitutiva considerando a variação da tensão correspondente à variação de poropressão, admitindo tensão total constante.

A formulação de Terzaghi e Frölich está baseada em várias hipóteses simplificadoras, algumas das quais não realistas para a grande parte dos solos, tais como a consideração de uma relação linear entre índice de vazios (deformação volumétrica) e tensão efetiva, a não consideração da variação da permeabilidade com o índice de vazios, a não consideração da fluência do esqueleto sólido e o tratamento matemático em termos de pequenas deformações (linearidade geométrica).

Diferentes pesquisadores propuseram formulações alternativas evitando as hipóteses menos realistas implícitas na teoria convencional.

Aspectos de não linearidade física e viscosidade

Grande parte das formulações propostas não representam inovações conceituais, mas sim reformulações matematicamente mais sofisticadas para suportar não linearidades físicas e geométricas.

Davis e Raymond (1965) propõem a modelagem do adensamento unidimensional admitindo uma relação índice de vazios : tensão efetiva não linear e a variação do coeficiente de permeabilidade durante o processo, embora considere o coeficiente de adensamento (c_v) constante. Lima (1993) observa que os resultados segundo esta formulação se afastam da teoria convencional quanto maiores forem as razões de incremento de tensão, e conclui que, para a argila do Sarapuí, a formulação de Davis e Raymond (1965) traduz melhor o comportamento das poropressões para razões incrementais maiores que 3.

Barden (1965) discute discrepâncias da teoria de Terzaghi-Frölich em relação ao observado em solos reais, concluindo que a principal fonte de erro da mesma é a não consideração de efeitos viscosos na relação índice de vazios : tensão efetiva. O citado autor comenta estudos relativos a este aspecto realizados por Taylor e Merchant (1940), Terzaghi (1941) e Taylor (1942), expressando algumas das modelagens então propostas como equivalentes aos modelos reológicos apresentados nas figs. IV.4c e IV.4d. Barden (1965) sugere que modelos de adensamento equivalentes aos ilustrados nas figs. IV.4e e IV.4f representariam melhor a resposta transiente do solo. Segundo o mesmo enfoque os modelos de Terzaghi e Frölich e de Davis e Raymond poderiam ser expressos respectivamente como nas figs IV.4a e IV.4b.

Os efeitos de viscosidade estrutural são particularmente relevantes quando o processo de adensamento envolve pequenas razões de incremento de tensão. Buisman (1936) foi pioneiro em expressar matematicamente as deformações referentes ao adensamento secundário, admitindo que as mesmas evoluam linearmente com o logaritmo do tempo.

Murayama e Shibata (1961), Singh e Mitchell (1968) e Bazant e Kim (1986) aplicam a teoria dos processos cinéticos para modelar o comportamento viscoso do solo. Conceitos encontrados no segundo trabalho serviram de base para diversas propostas de modelagens posteriores, tais como: Kavazanjian e Mitchell (1977), Borja e Kavazanjian (1985) e Hsieh e outros (1990).

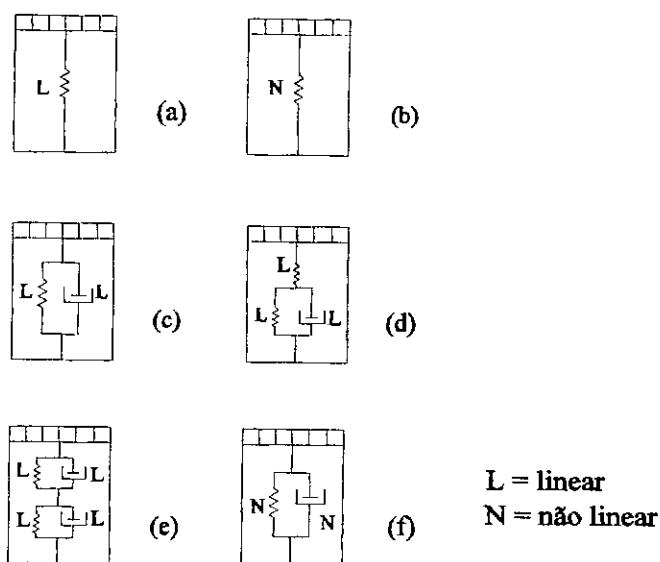


Fig. IV.4: Analogias reológica dos modelos de adensamento de:

- (a) Terzaghi e Frölich (1936)
- (b) Davis e Raymond (1965)
- (c) Taylor (1942)
- (d) Taylor e Merchant (1940)
- (e,f) Barden (1965),
segundo Barden (1965).

Adachi e Oka (1982) incorporaram conceitos de elasto-viscoplasticidade (Perzyna, 1963) ao enfoque Cam-clay, desenvolvendo uma modelagem que trata de forma integrada aspectos como *creep*, relaxação, dependência da resistência com a velocidade e envelhecimento/compressão secundária. A formulação de Perzyna (1963) é aplicada também por Liang e Ma (1992) e Kutter e Sathialingam (1992).

Yin e Graham (1989) propõem um modelo unidimensional incluindo efeitos viscosos e aplicável a ensaios edométricos convencionais.

Atribuindo as idéias fundamentais a Taylor (1942), Martins (1992) defende que a resistência ao cisalhamento dos solos é composta por duas parcelas, uma relativa a efeitos de atrito e outra relativa a efeitos de viscosidade. O modelo então proposto é

potencialmente capaz de tratar de forma integrada os diferentes aspectos da influência do tempo sobre o comportamento dos solos.

Kuhn e Mitchell (1993), admitindo que o mecanismo de deslizamento entre partículas, mesmo que se tratando de contatos sólido-sólido, apresenta um caráter viscoso além de friccional, propõem uma modelagem para simular a variação de taxa de fluência volumétrica dos solos em geral.

Aspectos de não linearidade geométrica

O enfoque de grandes deformações (não linearidade geométrica) é particularmente recomendado no caso de solos muito compressíveis. Ao considerar um sistema de coordenadas fixo no espaço, com os contornos da massa de solo em posições fixas, a teoria convencional a pequenas deformações pode incorrer em erro significativo, visto que geralmente se objetiva calcular o movimento do contorno (recalque superficial no caso unidimensional), o qual durante o cálculo foi adotado fixo em um sistema de coordenadas estático.

Mikasa (1965) questiona a aplicação da formulação de Terzaghi e Frölich (1936), destacando a necessidade de considerar a variação da permeabilidade e da compressibilidade durante o adensamento. O citado autor apresenta uma formulação não linear admitindo tal variação, assim como considera não linearidade geométrica e efeitos de peso próprio.

Gibson e outros (1967), em formulação posteriormente extendida para a consideração de peso próprio (Gibson e outros, 1981), tratam a não linearidade geométrica através de um sistema de coordenadas tipo lagrangeano, no qual é adotado o "ponto de vista" da partícula considerada. No sistema de coordenadas mais comum, conhecido como tipo euleriano, a partícula é acompanhada por um referencial externo. É também considerada a variação da permeabilidade e da compressibilidade (não linearidade física). Gobara e Pinto (1993) discutem os possíveis sistemas de coordenadas para soluções a grandes deformações, comentando as soluções de McNabb (1960), Mikasa (1965), Davis e Raymond (1965) e Gibson e outros (1967).

Outro aspecto a ser considerado em um enfoque a grandes deformações é o tratamento do fluxo em termos da velocidade relativa entre o fluido e as partículas, conforme a formulação conhecida como Lei de Darcy-Gersevanov. Na simulação do processo de adensamento, para representar o movimento simultâneo do fluido e das partículas em sistema euleriano seriam necessárias duas equações de continuidade, uma para o fluido e uma para as partículas, enquanto em um sistema lagrangiano basta uma equação de continuidade referente à velocidade relativa entre o fluido e as partículas.

Comparações entre resultados obtidos pela formulação a grandes deformações e pelo procedimento convencional indicam que o último pode subestimar o excesso de poropressão em um dado tempo, superestimando assim a capacidade do solo de resistir ao cisalhamento por atrito.

Variação da permeabilidade

A permeabilidade é atualmente reconhecida como uma das mais importantes propriedades do solo. Em relação à variação de permeabilidade que acompanha o processo de variação do índice de vazios diversos autores propuseram alternativas de simulação. Formulações relacionando a permeabilidade a características granulométricas do meio, tal como a de Kozeny-Carman (eq. IV.14), embora bem sucedidas para solos granulares, não se adequam aos solos finos que normalmente protagonizam os problemas transitentes em geotecnia.

$$k = \frac{1}{K_0 T^2 S_0^2} \frac{\gamma}{\mu} \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad (\text{IV.14})$$

onde: k = permeabilidade;

K_0 = fator de forma dos poros;

T = tortuosidade do caminho de fluxo;

S_0 = superfície específica dos grãos;

n = porosidade;

γ = densidade do fluido;

μ = viscosidade do fluido.

Observa-se em ensaios (Tavenas e outros, 1983) que a permeabilidade de argilas naturais pode variar de forma não linear no plano $\log e : \log k$, revelando-se particularmente dependente da estrutura (*fabric*) do solo, variável de difícil quantificação.

Mesri e Olson (1971) sugerem uma relação linear no plano $\log e : \log k$ em termos de:

$$\log k = A \log e + B \quad (\text{IV.15})$$

onde: A, B = constantes características do solo;
 e = índice de vazios.

Com base em resultados experimentais, Samarasinghe e outros (1982) ajustam uma relação não linear entre o coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios conforme:

$$\log [k(1+e)] = n \log e + \log c \quad (\text{IV.16})$$

ou

$$k = c \frac{e^n}{1+e} \quad (\text{IV.17})$$

onde c = constante e n = característica do solo.

Tavenas e outros (1983) concluem pela adequação da relação proposta por Taylor (1948), eq. IV.18, para a faixa de deformações volumétricas típicas em engenharia.

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_o - e}{C_k} \quad (\text{IV.18})$$

ou

$$\Delta e = C_k \Delta \log k \quad (\text{IV.19})$$

onde: C_K = índice de variação de permeabilidade;
 k_0 = permeabilidade original;
 e_0 = índice de vazios original.

Resultados obtidos pelos autores indicam que um coeficiente de variação de permeabilidade $C_K = 0,5$ e e_0 se ajusta para todos os solos ensaiados. A mesma relação é sugerida por Leroueil e outros (1990), que avaliam a variação da permeabilidade e de sua anisotropia em função do adensamento unidimensional, concluindo que a princípio a variação da anisotropia é pequena, embora no caso de solos sedimentares laminados esta variação pode ser bastante significativa.

Outras relações entre permeabilidade e índice de vazios são encontradas em Gibson e outros (1990) e Nagaraj e outros (1993), por exemplo.

Adensamento multidimensional

Para condições de adensamento unidimensional a teoria formulada por Terzaghi satisfaz aos requisitos de acoplamento entre fluxo e deformação na medida em que permite calcular de forma integrada as poropressões, a magnitude da deformação e a evolução da deformação no tempo. Neste caso particular deformação vertical e deformação volumétrica estão univocamente ligadas.

Na análise de casos reais a aplicação da teoria unidimensional é a rigor restrita, pois normalmente são encontradas condições de fluxo e de deformação bi ou tridimensionais. De acordo com Schiffman e outros (1969), o uso da teoria de adensamento unidimensional para a análise de casos práticos apresenta um paradoxo em função da mesma estar fundamentada em considerações irreais. Hwang e outros (1971) admitem duas abordagens possíveis: a chamada teoria pseudo tridimensional (Rendulic, 1936), e a chamada teoria tridimensional verdadeira (Biot, 1941).

Ao nível de adensamento multidimensional, uma extensão da formulação unidimensional de Terzaghi e Frölich é a chamada teoria de adensamento tridimensional de Terzaghi-Rendulic. Também conhecida como teoria pseudo tridimensional esta formulação é conceitualmente uma generalização direta da teoria unidimensional de Terzaghi, não satisfazendo à compatibilidade de deformações a três dimensões e

mantendo a consideração de tensão total constante durante o processo de adensamento. Consequentemente esta formulação contraria um aspecto notável do processo de adensamento tridimensional: mesmo sob carga externa constante a distribuição de tensões totais no interior do solo pode vir a se alterar no tempo.

A teoria pseudo tridimensional desvincula o cálculo do valor da deformação do cálculo da evolução da deformação no tempo, de forma que, sob este enfoque simplificado, um problema de adensamento multidimensional se reduz à solução de um problema de dissipação de poropressão. Esta formulação é dita não acoplada.

Nestes termos, todas as soluções para análise multidimensional de fluxo em condições transientes anteriormente discutidas nos itens II.3.3 e II.3.4 têm em comum o tratamento inadequado ou não rigoroso do acoplamento entre fluxo e adensamento. E mesmo quando explicitamente consideram a variação dos vazios do solo em função de suas características de compressibilidade, o fazem de forma simplificada, não admitindo a variação da tensão total ao longo do processo transiente, da mesma forma que o faz a teoria pseudo tridimensional do adensamento.

Embora anterior a várias reformulações da teoria de Terzaghi e Frölich citadas, a modelagem matemática do adensamento tridimensional apresentada por Biot (1941) inclui uma notável distinção. Também conhecida como teoria acoplada ou como teoria tridimensional verdadeira, esta formulação trata a interdependência dos processos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluido.

IV.3.2 Formulação para fluxo e adensamento acoplados

Na sua forma mais simples considerando um modelo elástico linear isotrópico para o esqueleto sólido (Biot, 1941), a teoria do adensamento multidimensional é sofisticada em trabalhos posteriores (como Biot, 1955, e Biot, 1956, por exemplo) para a consideração de anisotropia, velocidade relativa entre o fluido e as partículas, e comportamento visco-elástico. Kochen e Zagottis (1983) apresentam com clareza o desenvolvimento desta formulação, a qual consideram muito útil pelo enfoque físico correto a que se propõe.

De acordo com Schiffman e outros (1969), a teoria de adensamento tridimensional provê um acoplamento entre magnitude e progresso da deformação no tempo, considerando o estado de tensões totais como função do excesso de poropressão e das relações constitutivas do esqueleto do solo. Schiffman e outros (1969) compararam resultados pela teoria tridimensional de Biot e pela teoria pseudo tridimensional e sugerem a aplicação das técnicas numérico computacionais então em evolução para a reinterpretação de casos históricos pela teoria de Biot.

A formulação não acoplada (teoria pseudo tridimensional) admite que a solução do fluxo + adensamento possa se fazer em etapas separadas: a determinação da variação da poropressão (Δu) pela equação da continuidade permite avaliar diretamente a variação no estado de tensões efetivas ($\Delta \sigma'$), permitindo a determinação a posteriori das deformações pelas equações de equilíbrio. Para tal é necessário considerar:

$$\sigma = cte \quad \therefore \quad \Delta \sigma' = \sigma - \Delta u \quad (\text{IV.20})$$

$$\Delta \tau' = \Delta \tau \quad (\text{IV.21})$$

A formulação acoplada (Biot, 1941) não considera o estado de tensões totais (σ) constante:

$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u \quad (\text{IV.22})$$

$$\Delta \tau' = \Delta \tau \quad (\text{IV.23})$$

e determina a poropressão e as deformações solucionando simultâneamente as equações de continuidade e de equilíbrio, admitindo para tal comportamento elástico linear para o solo.

Matematicamente mais sofisticada, a formulação de Biot propõe equações governantes de solução mais difícil que as relativas à teoria pseudo tridimensional. Biot (1941) obtém a seguinte equação de continuidade para o adensamento em solo saturado, elástico, homogêneo e isotrópico:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 z} = \frac{\gamma_w}{k} \frac{3(1-2v)}{E} \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_{oct}}{\partial t} \right) \quad (\text{IV.24})$$

onde: u = excesso de poropressão;

γ_w = peso específico da água;

v = coeficiente de Poisson efetivo;

E = módulo de elasticidade efetivo;

k = permeabilidade;

σ_{oct} = tensão normal octaédrica;

σ'_{oct} = tensão normal octaédrica efetiva.

Associada às equações constitutivas, às equações de equilíbrio de tensões e às equações de compatibilidade entre deslocamentos e deformações, a eq. IV.24 completa a modelagem matemática do fenômeno da deformação tridimensional ao longo do tempo, associando a deformação da fase sólida ao fluxo da fase líquida e caracterizando o fenômeno de fluxo e adensamento simultâneos.

Para um meio poroso elástico totalmente saturado Biot (1955) apresenta formulação incluindo anisotropia transversa e a aplicação a lei de Darcy em termos da velocidade relativa do fluido em relação ao meio em deformação.

Hwang e outros (1971) ressaltam o valor da formulação de Biot, particularmente quanto às previsões de taxa de adensamento e desenvolvimento de tensões durante o processo. Kochen e Zagottis (1983) destacam como limitações desta formulação as considerações de comportamento elástico linear para o esqueleto de grãos e de saturação total do solo. Richards (1974) apresenta equações de adensamento e fluxo acoplados para solo não saturado.

Schiffman e outros (1969) observam que as principais dificuldades para a solução de problemas pela teoria tridimensional utilizando técnicas matemáticas numéricas estão relacionadas à velocidade e à capacidade dos computadores, acreditando que o desenvolvimento destas técnicas e máquinas tornará a teoria mais atrativa. Sandhu e Wilson (1969) e Christian e Boehmer (1969) solucionam a

formulação de Biot por técnicas matemáticas numéricas, admitindo comportamento elástico linear. Diversas soluções numéricas recentes aplicam a formulação acoplada associada a relações constitutivas mais complexas, conforme discutido no item V.4.

IV.4 - Comentários

O acoplamento entre fluxo e deformação torna qualquer problema de fluxo um problema de deformação em potencial, e vice-versa.

O caráter transiente que acompanha o processo de deformação de um solo saturado pode vir a ser bastante significativo dependendo das características do solo e do problema.

A deformação transiente é objeto de estudo da mecânica dos solos desde o início. Afora uma modelagem "definitiva" para o aspecto viscoso e para a condição não saturada, pode-se afirmar que se dispõe de solução efetiva para o processo de deformação transiente dos solos em termos teóricos.

De forma geral, os problemas de geotecnia podem ser modelados como problemas de valor de fronteira, possibilitando a solução através de diferentes técnicas matemáticas.

CAPÍTULO V

SOLUÇÕES NUMÉRICO-COMPUTACIONAIS

PARA PROBLEMAS TRANSIENTES

V.1 Introdução

A aplicação de técnicas numéricas é particularmente interessante para a análise de problemas geotécnicos. Tipicamente físicos, a maioria destes representam problemas de valor de fronteira, envolvem contorno irregular e resposta modelável por equação a nível pontual, resultando em equações diferenciais para a análise do problema de engenharia a nível global.

A solução analítica exata destes problemas é em geral impossível, exceto para casos de geometria muito simples, sendo necessário recorrer a soluções não exatas, ou aproximadas.

Permitindo uma solução aproximada porém efetiva da maioria dos problemas de valor de fronteira, as soluções numéricas têm se destacado pela flexibilidade de modelagem. A possibilidade de automatizar os cálculos das técnicas numéricas em computadores, aliada à corrente evolução dos computadores e dos algoritmos para programá-los, tornou estas técnicas muito poderosas. O emprego de recursos computacionais em engenharia, particularmente microcomputadores, é discutido em Gifford (1987).

V.2 Soluções numéricas em geotecnia

Diferentes técnicas numéricas têm sido empregadas para obter soluções aproximadas em geotecnia. Desai e Christian (1977) as classificam conforme o esquema da fig. V.1.

Em sua maioria, as técnicas numéricas estão baseadas no princípio da **discretização**, ou seja, a divisão de um problema grande e complexo em pequenos componentes ou unidades. As principais técnicas utilizadas para a análise de problemas geotécnicos podem ser agrupadas em três métodos básicos: o método das diferenças

finitas, o método dos elementos finitos e o método dos elementos de contorno, distintos pela forma de discretização do domínio.

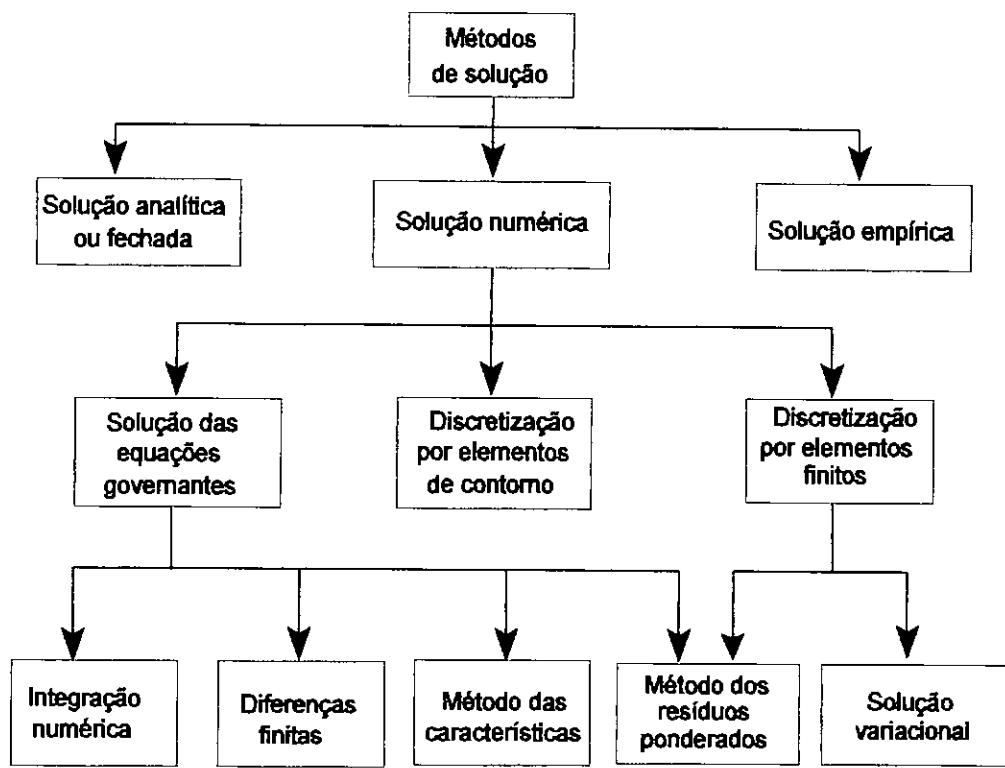


Fig. V.1: Classificação das soluções numéricas (baseado em Desai e Christian, 1977).

Partindo da divisão do domínio do problema em elementos definidos, o método dos elementos finitos (m.e.f.) é capaz de proporcionar a solução das equações diferenciais que regem o comportamento de um meio contínuo. Solução esta obtida através de um sistema de equações algébricas relacionando um número finito de variáveis. Dessa forma, as grandezas incógnitas são determinadas em pontos discretos da geometria do problema. A capacidade do método ao tratar de geometrias complexas e meios heterogêneos credencia-o como o mais adequado a solução de problemas

práticos de geotecnia. Smith e Griffiths (1982) descrevem algoritmos computacionais para a solução de diferentes problemas de valor de fronteira pelo m.e.f..

Lopes (1992) discute a aplicação do método dos elementos finitos à simulação de eventos em geotecnia, tais como a construção de aterros, escavações e processos de percolação e adensamento. O citado texto traz orientações relativas à estratégia a ser adotada para a análise de problemas geotécnicos através de soluções numérico-computacionais, destacando a objetividade e o planejamento necessários ao engenheiro usuário deste tipo de solução. Bolton e outros (1993) ressaltam que a aplicação de soluções pelo m.e.f. exige análise especializada, devendo ser acompanhada de uma cuidadosa avaliação dos parâmetros do solo.

Martinez e Mctigue (1992) citam referências da utilização do método dos elementos de contorno em diversas áreas da física e apresentam uma solução para fluxo estacionário em meios não saturados. Uma propriedade notável do método dos elementos de contorno é a virtual redução de uma dimensão do problema, de forma que um problema tridimensional se reduz a uma formulação bidimensional. Esta redução de dimensão é atrativa em face da geometria relevante associada ao problema ser também bastante reduzida, com reflexo favorável nos recursos computacionais requisitados para a solução. Por outro lado, quando se consideram aspectos de heterogeneidade do solo real, o m.e.f. mostra-se vantajoso em vista das facilidades que apresenta para a discretização de meios não uniformes.

Diversos fatores podem interferir no sucesso de uma solução numérica-computacional, tanto em termos de acurácia como em termos de custo. Desai e Christian (1977) distinguem os seguintes aspectos:

- físicos: adequação do modelo utilizado para representar o fenômeno e compatibilidade da discretização com as condições de heterogeneidade do problema;
- numéricos: características de acurácia, estabilidade e consistência da solução numérica, condições de refinamento da malha;
- humanos: escolha da melhor alternativa de solução e forma de interpretação dos resultados;
- computacionais: facilidades nas interfaces de entrada e saída, tempo requerido para o processamento, limitações de *hardware*.

Grande parte das soluções dedicadas a avaliar condições de ruptura dos solos não se caracteriza pela aplicação de técnicas numéricas, embora seja comum a automação dos procedimentos de cálculo utilizando recursos computacionais. Whitman e Bailey (1967) destacam o avanço que o uso de computadores representa para a análise de estabilidade de taludes. Métodos não numéricos com base em equilíbrio limite, como os de Bishop e de Fellenius, têm sua aplicação bastante facilitada pela automação. Soares (1977) cita diferentes programas então disponíveis na COPPE para avaliação de estabilidade de taludes por equilíbrio limite, aplicando os métodos de Fellenius, Bishop, Morgenstern-Price e Janbu. Outro exemplo de solução computacional não numérica é encontrado em Ehrlich (1987), método de análise limite para análise de estabilidade de fundo de escavações.

Houslby e Wroth (1982) discutem a formulação e a aplicação do método das características a problemas de ruptura em solos, destacando a capacidade deste em tratar aspectos de descontinuidade (planos de ruptura associados a grandes deformações cisalhantes) a princípio incompatíveis com soluções pelo m.e.f..

Kröplin e outros (1988) discutem a eficiência dos programas convencionais para análise numérica em geotecnia, os quais em geral se limitam ao acoplamento rígido de pre e pós processadores à rotina principal de solução. Os autores sugerem a implementação de sistemas baseados em conhecimento, nos quais a aplicação de conceitos de inteligência artificial auxiliaria o engenheiro na execução de estudos paramétricos e no processo de projeto iterativo. Santamarina e Chameau (1987) reconhecem a Geotecnia como a área da Engenharia Civil na qual a aplicação de sistemas baseados em conhecimento é mais promissora em decorrência do papel decisivo da "bagagem" do engenheiro nos processos de análise e projeto.

Outro enfoque computacional que tem se mostrado promissor para aplicação em Mecânica dos Solos é a simulação através de redes neurais. São encontradas aplicações a nível de modelagem constitutiva (Penumadu e outros, 1994, Ellis e outros, 1995), estimativa de parâmetros (Agrawal e outros, 1994), cravação de estacas (Chan e outros, 1995) e escavações escoradas (Goh e outros, 1995).

V.3 Soluções numéricas para deformação e fluxo acoplados

Considerando conceitos básicos admitidos no estudo do fluxo em meio poroso e na mecânica dos solos, tais como a lei de Darcy e o princípio das tensões efetivas, pode se afirmar que um processo de fluxo transiente e um processo de adensamento estão intrinsecamente ligados em termos de resposta do solo, conforme discutido no capítulo IV.

Para problemas envolvendo o adensamento do solo as técnicas numérico computacionais revelam-se um instrumento poderoso, que viabiliza a análise de problemas práticos considerando modelagens mais realistas.

Na aplicação do método dos elementos finitos a análises tensão-deformação-fluxo acoplados, além da discretização do domínio, subdividido em elementos, necessita-se discretizar o tempo. Assim, através de um tratamento matemático adequado, a distribuição das variáveis de tensão, deformação e poropressão entre os elementos poderá ser determinada ao longo do tempo.

A solução numérica do problema de adensamento unidimensional (ou do multidimensional não acoplado) é relativamente mais simples que a solução do problema multidimensional acoplado, envolvendo apenas a solução de uma equação (equação da difusão a uma incógnita). A complexidade deste tipo de solução pode entretanto crescer significativamente quando são consideradas não linearidades físicas e geométricas. São exemplos de soluções numéricas não acopladas Zienkiewicz e Parekh (1970) e Gibson e outros (1981).

A primeira solução numérica para adensamento e fluxo acoplados foi desenvolvida por Sandhu e Wilson (1969), aplicando o método dos elementos finitos a partir de uma formulação variacional. Os autores consideram comportamento tensão-deformação elástico, admitindo anisotropia. Uma descrição da formulação variacional empregada é encontrada por exemplo em Nogueira (1992). Simultaneamente, uma alternativa considerada teoricamente menos rigorosa (Hwang e outros, 1971, Sandhu, 1972) é proposta por Christian e Boehmer (1970), que desenvolvem a formulação por elementos finitos tratando o equilíbrio entre a deformação volumétrica e o volume de

fluido que deixa o elemento interativamente no tempo. Ambas as formulações se baseiam na teoria tridimensional de Biot, admitindo a princípio linearidade física e geométrica. Sandhu (1972) extende a citada solução variacional para a consideração de comportamento visco-elástico.

Diversas aplicações das formulações citadas foram posteriormente desenvolvidas, incluindo sofisticações para um tratamento mais efetivo de problemas práticos e para a consideração de modelos tensão-deformação mais realistas. O item V.5 enumera algumas dessas tentativas, localizando-as dentro do escopo geral das soluções numérico-computacionais em geotecnia.

Embora fenomenologicamente mais consistente, a solução do adensamento considerando o acoplamento entre fluxo e deformação é muitas vezes questionada, particularmente quando a variação origem do problema se dá no campo de fluxo (variação de potencial hidráulico) e não no campo de deformações (variação de tensão). Lewis e outros (1991) comparam soluções com e sem acoplamento para o caso de aquíferos em operação, preferindo a aplicação de soluções acopladas para a grande maioria dos casos práticos.

V.4 O problema de superfície livre

V.4.1 Problemas de fluxo não confinado

Os problemas de fluxo transiente em engenharia podem ser distintos em confinados e não confinados, conforme ilustra a fig. V.2. Dentre os problemas não confinados pode-se considerar problemas em que a superfície freática se mantém em um nível constante e problemas em que esta está sujeita a deslocar-se, conforme ilustra a fig. V.3.

Um problema de fluxo em que a superfície freática está sujeita a deslocamento é um problema de valor de fronteira em que uma das fronteiras não é definida a priori. A superfície freática, ou superfície livre, correspondente à fronteira superior do domínio de fluxo, deve ser determinada como parte da solução.

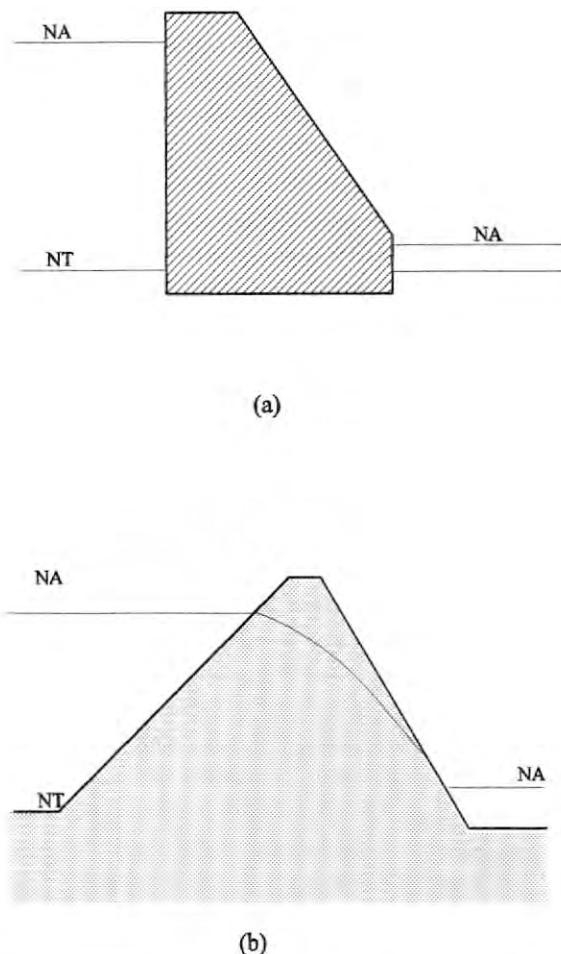
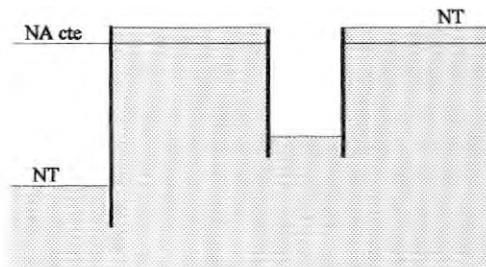


Fig. V.2: Problemas de fluxo confinado (a) e não confinado (b).

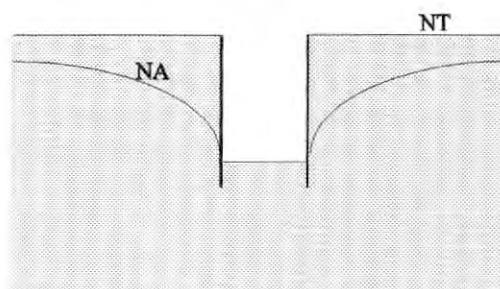
Segundo Cividini e Gioda (1989), devido à não linearidade geométrica intrínseca a esse tipo de problema as soluções matemáticas analíticas só podem ser formuladas a casos particularmente simples. Diversas soluções numéricas, pelo método dos elementos finitos e pelo método dos elementos de contorno, são referenciadas pelos autores.

Com respeito ao método dos elementos finitos, no qual o domínio de fluxo deve ser "concretizado" em termos de elementos adjacentes entre si, pode-se distinguir dois tipos de solução para problemas de superfície livre: soluções com malha variável e soluções com malha fixa. As técnicas de malha variável consistem de processos iterativos que modificam a geometria da malha de elementos finitos de forma que a

superfície freática coincide com as fronteiras do domínio, levando em conta uma certa aproximação a ser alcançada. As técnicas de malha fixa não alteram a geometria da malha de elementos finitos durante o processo de solução.



(a)



(b)

Fig. V.3: Problemas não confinados com a linha freática fixa (a) e sujeita a deslocar-se (b).

V.4.2 Métodos de malha variável

Para Cividini e Gioda (1989) os métodos de malha variável são comumente mais precisos que os que operam com geometria constante, porém podem apresentar problemas de estabilidade durante o processo iterativo, levando às vezes a aparente não unicidade da solução. Este efeito é observado quando se necessita determinar a interseção entre a superfície livre e uma fronteira exposta à atmosfera.

Considerando um problema de fluxo transiente de superfície livre típico, cuja geometria é apresentada na fig. V.4, pode-se distinguir as condições de contorno a seguir, de acordo com as definidas no item IV.2.3:

- fronteira $1 \rightarrow 2$: carga hidráulica prescrita,
- fronteira $2 \rightarrow 3$: superfície livre,
- fronteira $3 \rightarrow 4$: face de surgência,
- fronteira $4 \rightarrow 5$: carga hidráulica prescrita,
- fronteira $5 \rightarrow 1$: fronteira impermeável.

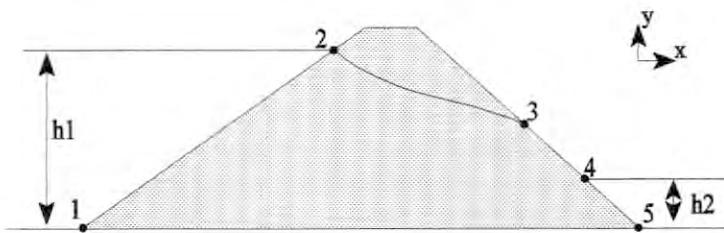


Fig. V.4: Problema da superfície livre em uma barragem.

A fronteira correspondente à superfície livre envolve dois requisitos: um relativo à condição de carga hidráulica, outro relativo à condição de deslocamento da fronteira e o volume de água removido (respectivamente associados às eqs. IV.9 e IV.10 aqui reescritas):

$$h = y = f(x, t) \quad (\text{V.1})$$

$$v_{SF}(t) = \frac{k_n}{S_y} \frac{\delta h}{\delta n} \quad (\text{V.2})$$

onde: y = coordenada de elevação;

x = coordenada horizontal;

h = carga hidráulica;

t = tempo;

$f(x,t)$ = posição da superfície freática;

$v_{SF}(t)$ = velocidade da superfície freática;

S_y = rendimento específico;

n = direção normal à superfície freática;

k_n = permeabilidade na direção n .

A condição de superfície livre $h = y = f(x,t)$ requer que a carga hidráulica seja igual à elevação, ou seja, carga de pressão nula. A condição de superfície livre $v_{SF} = (k_n \delta h) / (S_y \delta n)$ requer que a velocidade de deslocamento da superfície freática equilibre o fluxo na direção normal à superfície. Ao alcançar-se regime estacionário ter-se-ia $h_1(t) = \text{cte}$, $h_2(t) = \text{cte}$ e v_{SF} nula.

Para a solução iterativa do problema da superfície livre pelas técnicas de malha variável comumente uma das condições de fronteira é diretamente imposta no início de cada iteração, enquanto a outra condição é usada para definir uma nova posição da superfície para a iteração subsequente.

A seguir são discutidas algumas técnicas básicas para solução de fluxo não confinado por malha variável.

Taylor e Brown (1967) propõem um procedimento iterativo relativamente simples para problemas de fluxo estacionário não confinado. Por este método, a cada iteração é realizada uma análise confinada tendo como domínio de fluxo a geometria corrente. A superfície livre, inicialmente arbitrária, é tratada como uma fronteira impermeável. Se a superfície livre corrente não for a "correta" os cálculos resultam em cargas hidráulicas nos seus nós diferentes da elevação destes. A posição é então ajustada para a próxima iteração em função dos valores de carga hidráulica encontrados. Lopes (1974), por exemplo, usou procedimento semelhante implementado no programa FPM500 para o estudo do rebaixamento do nível d'água em escavações. Procedimentos deste tipo são considerados ambíguos em relação ao ponto de afloramento, ponto 3 na fig. V.4, interseção da superfície livre com a face de fluxo. O ponto 3 tanto pertence à linha freática quanto à face drenante, de forma que o procedimento de ajuste não

pode ser aplicado a ele. O problema pode ser minimizado densificando-se a malha nesta região.

France e outros (1971) propõem uma técnica aplicável à análises transientes. Para um incremento de tempo genérico e para a geometria corrente o deslocamento dos nós da superfície livre é avaliado em função do fluxo relativo à remoção da água da região desaturada e do intervalo de tempo considerado. Este tipo de solução também apresentará ambigüidade na determinação do movimento do ponto P, pois que se "todo" o fluxo em P for usado para determinar o deslocamento da superfície livre não se estará considerando que parte do fluxo em P deixa a malha através da face drenante.

Neuman e Witherspoon (1971) apresentam um método um pouco mais sofisticado. Desenvolvido para análises de fluxo estacionário e transiente, o método requer duas análises com o mesmo domínio por iteração. A primeira análise considera a superfície livre como uma fronteira pré-definida com carga hidráulica igual a sua elevação. Os fluxos nos nós da face drenante avaliados nesta primeira análise são impostos para uma segunda análise, na qual a superfície livre é considerada como fronteira impermeável. A carga hidráulica dos nós da superfície livre resultante desta segunda análise é então utilizada para o ajuste de sua elevação para a próxima iteração. Esta abordagem também apresenta dificuldades no tratamento do ponto P, pois que diferentes contribuições de fluxo são consideradas para o ponto na primeira e na segunda análise de uma iteração. Na primeira análise o fluxo em P resulta da superfície livre e da face drenante, na segunda apenas da face drenante. Os autores sugerem uma aproximação em função do fluxo no nó adjacente a P.

Destacando os inconvenientes que acompanham os métodos clássicos de determinação da superfície livre em análises de fluxo não confinado por malha variável, Cividini e Gioda (1989) propõem uma técnica aplicável a problemas estacionários ou não, utilizando um critério alternativo para a definição da superfície freática. Segundo os citados autores, este critério deve envolver variáveis não do problema físico mas do problema discretizado, pois que o problema físico não apresenta problemas de não unicidade ou instabilidade.

Cividini e Gioda (1989) sugerem como base do critério a utilização de variáveis nodais a nível de elemento, em particular os fluxos nodais que entram e saem pelos elementos que ladeiam a superfície livre. Com base em algoritmos matemáticos de minimização de funções é implementado um critério de ajuste da posição dos pontos de afloramento com base na continuidade da fluxo nodal entre elementos que definem a superfície livre. Segundo o esquema da fig. V.5, ao se impor a condição de fronteira impermeável à superfície freática temos: $q_{2A} = -q_{1B}$ e $q_{2b} = -q_{1C}$. O método se propõe a minimizar uma função Q representativa das diferenças entre fluxos nodais entre elementos adjacentes, tal como $Q = q_{2A} + q_{1B}$, utilizando as elevações dos nós de afloramento como variáveis livres do processo de minimização. Desta forma é implementado um ajuste da posição dos pontos de afloramento com base na continuidade da fluxo nodal entre elementos que definem a superfície livre.

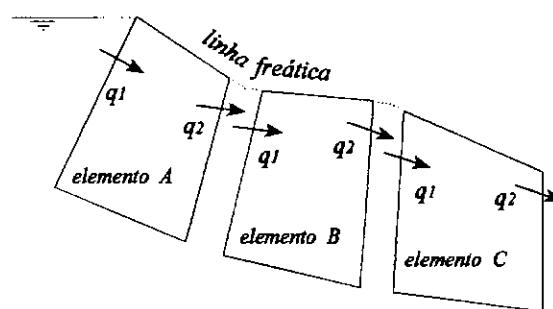


Fig. V.5: Esquema ilustrativo do método de Cividini e Gioda (1989).

Embora as técnicas iterativas que modificam a geometria do domínio sejam capazes de definir a posição da superfície livre com considerável acurácia, estas requerem um grande esforço computacional. A reformulação da geometria da malha, ou pelo menos de parte dela, a cada iteração faz com que sejam necessários cálculos adicionais. Segundo Bathe e Khoshgoftaar (1979), dependendo do problema considerado, cerca de 10 a 30 iterações são necessárias para a solução de fluxo estacionário; nos casos transientes pelo menos uma iteração será executada por incremento de tempo de tempo admitido. Considerando que cada nova iteração pode vir a representar um novo problema, as técnicas de malha variável podem se mostrar desvantajosas para problemas "pesados". Vargas e outros (1990a) avaliam que as

dificuldades destas técnicas para a análise de casos de geometria complexa, às vezes apresentando contrastes extremos entre os materiais envolvidos, restringem sua aplicabilidade a certos casos práticos.

V.4.3 Métodos de malha fixa

Os métodos de malha fixa oferecem a vantagem de não requererem variação da geometria do domínio de fluxo durante o processo de solução. Esta característica, além de evitar os repetidos cálculos devidos à atualização da malha, torna estes métodos compatíveis para o acoplamento com problemas de tensão e deformação.

Desai (1976) apresenta procedimento para a determinação da superfície livre mantendo a malha de elementos finitos constante então chamado **técnica de fluxo residual** (*residual flow procedure*).

Bathe e Khoshgoftaar (1979) apresentam solução com malha fixa baseada na consideração de um comportamento não linear da permeabilidade do solo. Para tratar o rebaixamento transiente, o volume de água liberado devido à queda do nível d'água é imposto como fluxo ao longo da superfície freática. Uma função $k = k(h-z) = k(\psi)$ em forma de degrau (fig. V.6) permite a determinação da fronteira de fluxo, limite do domínio saturado. Vargas e outros (1990a) apresentam aplicações desta técnica ao projeto de pilhas de rejeitos de mineração.

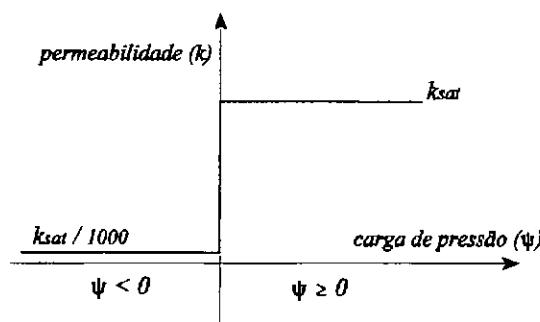


Fig. V.6: Função de permeabilidade adotada por Bathe e Khosgoftaar (1979).

Cividini e Gioda (1984) consideram os citados métodos de malha fixa conceitualmente similares aos utilizados em análises não lineares de tensão para a definição da fronteira entre as regiões elástica e plástica. Os autores propõem uma solução aproximada, na qual representam a superfície freática por uma série de segmentos que coincidem com os lados dos elementos da malha definida para o problema. A solução se baseia em fazer a linha freática (então admitida como fronteira permeável com excesso de poropressão zero) saltar de uma face para outra de um elemento em função da tendência de fluxo neste elemento, buscando assim a minimização do fluxo que cruza a superfície. Segundo o esquema da fig. V.6, as faces 2-4 e 4-5 deixaram de ser freáticas em função dos fluxos b e c , sendo substituídas pelas faces 2-3 e 3-5, já a face 8-9 manteve-se freática pois a magnitude do fluxo f não atendeu ao critério adotado.

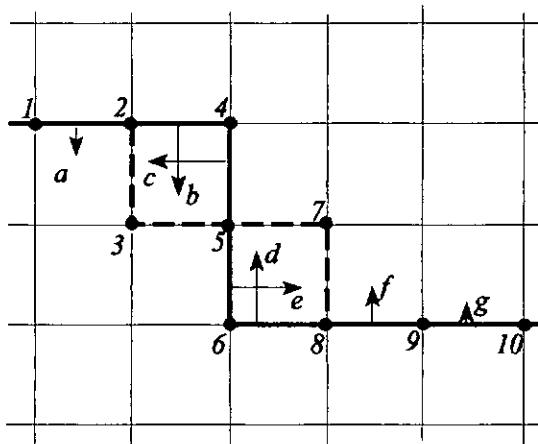


Fig. V.6: Esquema ilustrativo do método de Cividini e Gioda (1984).

Cheng e Tsui (1993) observam que a aplicação de soluções como a proposta por Bathe e Khoshgoftaar (1979) envolve a "desativação" de elementos situados acima da superfície livre pela consideração de uma permeabilidade suficientemente pequena porém não nula, caracterizando os chamados elementos de ar. Destacando como desvantagem destas soluções o fato de as mesmas demandarem cálculos desnecessários sobre os elementos inativos, Cheng e Tsui (1993) se propõem a efetivamente zerar a permeabilidade dos elementos acima da superfície livre, de forma a não desperdiçar cálculos com os elementos desativados (chamados então elementos de ar verdadeiros). Para tal é necessário uma rotina alternativa para tratar a "matriz de rigidez" da solução numérica do fluxo.

V.5 Identificação do escopo das soluções numérico-computacionais disponíveis

A opção por uma solução numérica para problemas de geotecnia deve ser feita com bom senso. Alternativas como a solução analítica e o método do equilíbrio limite às vezes são mais adequados dentro do escopo do problema considerado, podendo ser usados em soluções mistas com métodos numéricos. Um exemplo típico é a avaliação das poropressões em um aterro por instrumento numérico fornecendo dados para a análise de estabilidade por um método de equilíbrio limite.

Wroth e Houlsby (1985) observam que o método de análise deve também ser adequado ao modelo matemático adotado para simular o comportamento do solo. Muitas vezes, mesmo a utilização de uma ferramenta poderosa como o método dos elementos finitos pode se revelar onerosa e pouco eficiente quando associada a modelos muito complexos.

A tabela V.1 caracteriza 5 categorias, diferenciando o tratamento das deformações em termos de não transiente (consideração de condições totalmente drenada ou totalmente não drenada) e transiente (consideração da dissipação das poropressões no tempo).

		CATEGORIAS	A	B	C	D	E
ASPECTOS TRATADOS							
fluxo		x		x			x
tensão - deformação	não transiente		x	x			
	transiente					x	x

Tabela V.1: Categorias das soluções numérico-computacionais.

Este item identifica na literatura exemplos de diferentes soluções que fazem uso de recursos numérico-computacionais para problemas geotécnicos. Não entrando no mérito do desempenho das soluções, mas procurando essencialmente avaliar a amplitude do escopo das mesmas, pode-se enquadrar estes exemplos nas categorias definidas na tabela 1.

CATEGORIA A ▶ análise de fluxo d'água em solos:

O problema de percolação foi um dos primeiros de mecânica dos solos efetivamente solucionados por métodos numéricos, envolvendo progressivamente soluções mais completas e complexas.

Finn (1967) apresenta uma das primeiras aplicações práticas do m.e.f. em geotecnia, solucionando o problema de fluxo estacionário em barragens admitindo anisotropia. Lopes (1974) também aplica o m.e.f. para a solução do problema de fluxo em escavações sem tratar o aspecto transiente.

France e outros (1971), Neuman e Witherspoon (1971) e Cividini e Gioda (1989) apresentam soluções de fluxo transiente pelo m.e.f. aplicável a análises envolvendo o rebaixamento do nível d'água pela técnica de malha variável. Desai (1976), Bathe e Khoshgoftaar (1979) e Cividini e Gioda (1984) apresentam soluções pelo m.e.f. por técnicas de malha fixa para tratar o rebaixamento transiente. Soluções discutidas no item V.4.

Guvanasesen e Volker (1980) comparam soluções de fluxo transiente através de método das diferenças finitas e do m.e.f., concluindo ser o último mais atrativo. Chang (1987) desenvolve solução para fluxo transiente pelo método dos elementos de contorno aplicável a rebaixamento do nível d'água em barragens.

As soluções acima enumeradas se restringem ao tratamento do fluxo em solo saturado. As primeiras análises de fluxo em solo não saturado se devem a pesquisadores ligados a ciências agrícolas (Freeze, 1971, Neuman, 1973). Lam e outros (1987) apresentam uma solução pelo m.e.f. para fluxo saturado e não saturado sob um enfoque essencialmente geotécnico. Vargas e outros (1990b) aplicam solução admitindo fluxo

não saturado ao estudo de fluxo em encostas naturais da cidade do Rio de Janeiro. Gerscovich e outros (1992) simulam o efeito de diferentes condições de contorno sobre o regime de fluxo saturado + não saturado em uma encosta através de análise tridimensional.

CATEGORIA B ▶ análise de deformações não transientes

As soluções enquadradas na categoria B se caracterizam por avaliar as deformações de solo sem considerar a variável tempo. Para tal são admitidas condições ou totalmente drenada ou totalmente não drenada na avaliação dos parâmetros e na análise propriamente dita.

Clough e Woodward (1967) são pioneiros na aplicação do m.e.f. à previsão de deformações, tratando a construção incremental de barragens por relação tensão-deformação não linear.

Mana (1978) avalia condições de ruptura de uma escavação pelo m.e.f. representando o solo por um modelo elasto-plástico perfeito e admitindo o critério de ruptura de von Mises.

Goh (1990) aplica o modelo tensão-deformação hiperbólico (Duncan e Chang, 1970) em uma solução pelo m.e.f. orientada à análise de estabilidade de fundo de escavações escoradas. São levadas em consideração a rigidez da estrutura de contenção e o comprimento da ficha.

Borja e Lee (1990) apresentam solução pelo m.e.f. baseada no modelo Camclay Modificado. Borja (1990) aplica solução equivalente porém orientada para a análise de escavações considerando processo incremental de escavação. Este tipo de solução permite prever as regiões plastificadas da massa de solo.

Brugger (1990) utiliza solução elasto-plástica segundo o modelo Camclay Modificado para a análise do comportamento de uma estaca sob compressão axial, comparando com resultados obtidos por soluções elásticas não lineares.

Iturri (1991) relata mais de uma dezena de análises de barragens via m.e.f. aplicando modelagem elástica não linear, em sua maioria usando o modelo hiperbólico discutido no item III.3.3.

Pontes Filho (1993) desenvolve tratamento de análise limite para material elasto-plástico perfeito, aplicando a formulação variacional, com solução pelo m.e.f.. A metodologia empregada permite a avaliação das condições de ruptura em massas de solo sob condições bastante gerais de fronteira e de carregamento.

CATEGORIA C ▶ análise de fluxo e deformação não transiente

Esta categoria inclui soluções não transientes que acoplem análises de fluxo e de tensão-deformação.

Kneese (1977) sugere a combinação de resultados de análises distintas de fluxo e de tensão via m.e.f. para avaliar as condições de estabilidade de barragens. Lopes e Vertamatti (1984) utilizam as poropressões resultantes da análise de fluxo estacionário em uma escavação escorada para avaliar as deformações provocadas pelo rebaixamento do nível d'água através de uma análise de tensão-deformação não transiente.

É comum a associação de técnicas numéricas e não numéricas para a análise de condições de ruptura associadas ao fluxo d'água em problemas de engenharia. No projeto de barragens de terra, por exemplo, a avaliação das poropressões por uma análise numérica de fluxo fornecendo dados para uma posterior análise de estabilidade pelo método do equilíbrio limite é uma prática popular. Gonçalves (1990) associa solução de fluxo transiente pelo m.e.f. à solução de ruptura de fundo em escavações pelo método de análise limite (Ehrlich, 1987) para analisar a estabilidade de uma escavação escorada.

A simulação de possíveis descontinuidades pode ser importante em problemas de estabilidade envolvendo grandes deformações, particularmente quando associados a fluxo d'água. Banerjee e outros (1988) observam que a ocorrência de descontinuidades pode alterar as características de permeabilidade de forma desfavorável.

CATEGORIA D ▶ análise de deformação transiente

As soluções enquadradas na categoria D se caracterizam por tratar as deformações do solo evoluindo no tempo entretanto sem considerar o processo de deformação de forma rigorosamente interdependente do processo de fluxo. São analisados então problemas transitentes através de soluções não acopladas.

Eisenstein e Law (1977) aplicam uma solução não acoplada pelo m.e.f. para a análise de deformação de uma barragem em construção. A solução compreende uma análise de tensões totais (não drenada) seguida de uma análise de dissipação de poropressões, inicialmente avaliadas segundo parâmetros experimentais, resultando no cálculo da deformação no tempo. Para um dado incremento de carga a deformação total refletirá a soma da deformação instantânea (não drenada) e da deformação por adensamento. Na verdade, esta solução é composta por análises numéricas independentes integradas por um processo analítico.

Encontram-se também soluções que tratam as deformações do solo sem considerar retardo hidrodinâmico (não simulando o processo de adensamento), entretanto considerando deformações por fluênciia. Pode-se citar como exemplos Palmerton (1972) e Keedwell (1977), os quais associam deformações instantâneas pelo modelo não linear de Kondner (1963) a deformações viscosas segundo a formulação de Singh e Mitchell (1968), em uma solução pelo m.e.f..

Lopes e Feijoo (1982) tratam exclusivamente os efeitos viscosos do comportamento do solo e implementam solução pelo m.e.f. aplicando formulações de Buisman (1936) e Singh e Mitchell (1968), respectivamente para avaliar deformações por fluênciia volumétrica e desviatória.

CATEGORIA E ▶ análise de fluxo e deformação transiente

Esta categoria inclui soluções para fluxo e deformação associados ao longo do tempo. Conforme discutido no item IV.2.1, pode-se diferenciar os problemas transitentes acoplados em função da origem da solicitação em: (i) problemas de variação das

condições de contorno hidráulicas; (ii) problemas de variação de tensão; (iii) problemas de variação de tensão e das condições hidráulicas.

Osaimi e Clough (1979) aplicam o m.e.f. para uma solução acoplada de deformações transientes de forma pioneira em escavações. Baseada na formulação numérica de Sandhu e Wilson (1969), esta solução inclui sofisticações, como a consideração de comportamento tensão-deformação não linear, conforme Duncan e Chang (1970), e o tratamento de escavação incremental.

Akai e outros (1979) apresentam solução acoplada para solicitação por variação das condições de contorno hidráulicas. Os autores avaliam a influência da variação da permeabilidade com o índice de vazios sobre a distribuição de poropressão resultante.

Li e Desai (1983) apresentam uma análise de fluxo associada a uma análise de tensão para análise de uma barragem de terra. Empregando uma solução de fluxo transiente através de malha fixa os autores avaliam as forças de percolação a serem aplicadas a nível de incremento de tempo à solução de deformação. Neste tipo de solução a mesma malha de elementos finitos serve de referência para ambas as análises. Através da superposição dos efeitos das forças externas e das forças de percolação a cada incremento de tempo são considerados simultaneamente os efeitos de fluxo e adensamento. Foram admitidos comportamento elástico linear, não linear ou elasto-plástico segundo o modelo de Drucker-Prager. Embora represente uma alternativa para uma análise mais realista sob condições transientes, esta solução não é rigorosamente acoplada, pois que o fluxo e a deformação são calculados de forma independente.

Esta forma de acoplamento através da força de percolação é também encontrada em Miranda e Vanzyl (1989), neste caso aplicada a solos saturados e não saturados. Para tal são utilizados os programas UNSTRUCT (tensão-deformação elástica linear dependente da sucção, Miranda, 1988) e UNSAT2 (fluxo transiente saturado ou não, Davis e Neuman, 1983). Soluções semelhantes são discutidas em Santos Neto e outros (1991).

Yamagami e outros (1985) também tratam separadamente a dissipação de poropressão e o equilíbrio tensão-deformação através de uma solução de adensamento

pelo m.e.f.. Para tal, em cada incremento de tempo a força de percolação resultante da análise de poropressão é aplicada em termos de tensão efetiva sobre um esqueleto elasto-plástico (modelo anisotrópico tipo Camclay proposto por Ohta, 1971). Os autores comparam resultados com os das formulações de Sandhu e Wilson (1969) e de Christian e Boehmer (1970), concluindo então que a relativamente boa acurácia da solução acoplada de forma não rigorosa, aliada ao seu menor custo, a torna mais atrativa na prática. Entretanto, o avanço das técnicas numérico-computacionais aliado a redução dos seus custos tornaram populares as soluções rigorosamente acopladas, como demonstram os exemplos a seguir.

Fontenelle e outros (1987) aplicam solução transiente (acoplada segundo a formulação de Biot) pelo modelo Camclay Modificado (programa CRISP, Britto e Gunn, 1987) a um aterro teste, comparando resultados com dados experimentais.

Banerjee e outros (1988) implementam solução acoplada pelo m.e.f. para escavação incremental pelo modelo elasto-plástico anisotrópico proposto em Banerjee e Yousif (1986). Valores transitórios de poropressão são utilizados para análise de estabilidade de escavações ao longo do tempo por método tipo equilíbrio limite.

Yong e outros (1989) e Holt e Griffiths (1992) são exemplos de soluções transitórias acopladas para escavações considerando comportamento elasto-plástico perfeito.

Nogueira (1992) desenvolve formulação variacional pelo m.e.f. para o modelo elasto-plástico de Lade (1977). A solução é empregada para a análise de uma escavação experimental.

Objetivando um tratamento mais rigoroso do problema de penetração de estacas em solos, Chopra e Dargush (1992) implementam solução pelo m.e.f. para adensamento acoplado considerando grandes deformações e incluindo comportamento elasto-plástico (modelo Camclay Modificado).

Aplicando solução numérica-computacional baseada no programa CRISP, Chai e Bergado (1993) discutem técnicas de análise de aterros sobre solos moles pelo m.e.f.,

enfocando aspectos como: simulação do processo real de construção, modelagem da variação de permeabilidade e modelagem do solo reforçado. Em relação ao segundo aspecto, os autores destacam que além da típica variação da permeabilidade com o índice de vazios deve ser considerada a sua significativa variação entre condições pre e pós escoamento.

Encontram-se também exemplos de soluções que tratam a deformação transiente do solo considerando tanto o retardo hidrodinâmico como o comportamento viscoso do esqueleto sólido. Sandhu e Liu (1979) apresentam uma solução para o adensamento do solo admitindo um comportamento visco-elástico. Tal como em Sandhu e Wilson (1969), o acoplamento entre fluxo e deformação nos termos da teoria de Biot é considerado em uma formulação variacional pelo m.e.f.. Hsieh e outros (1990), baseados em uma sofisticação do modelo elasto-plástico dependente do tempo proposto por Borja e Kavazanjian (1985), implementam uma solução transiente acoplada pelo m.e.f. e apresentam simulações de diferentes condições de solicitação.

Borges (1991) aplica solução pelo método das diferenças finitas para adensamento unidimensional, programa CONMULTM, capaz de tratar aspectos de compressão secundária.

São poucos os exemplos de soluções que além de tratar a deformação transiente como acoplada ao fluxo (nos termos da formulação de Biot) considerem simultaneamente a variação das condições de contorno hidráulicas incluindo possível rebaixamento da superfície freática. Tal solução seria particularmente aplicável a problemas complexos como os esquematizados nas figs. IV.2b e IV.3b (item IV.2.1).

Uma solução com tal escopo foi proposta por Li e Desai (1983) para a análise de barragens, utilizando o artifício de aplicar sobre o esqueleto sólido em processo de adensamento as forças de percolação avaliadas ao nível de incremento de tempo. Embora considere a variação das condições de fluxo, esta solução não trata a associação entre deformação e o fluxo nos termos da teoria de Biot, não admitindo, por exemplo, a redistribuição das tensões totais independentemente da variação do carregamento externo.

Hsi e Small (1992a) apresentam uma solução pelo m.e.f. para fluxo e deformação transiente em escavações considerando comportamento elástico linear e tratando o problema de superfície livre por técnica de malha fixa. Sofisticando a solução anterior, Hsi e Small (1992b) consideram comportamento elasto-plástico (modelo Cam-clay Modificado). Os citados trabalhos são dedicados à análise de escavações incrementais, sendo discutido com mais detalhes no item V.6.

Outra forma de tratar a variação das condições hidráulicas foi empregada na análise de uma escavação real na cidade de Boston. Whittle e outros (1993) consideram a variação transiente das poropressões devida ao rebaixamento da superfície livre impondo à solução numérica-computacional valores medidos durante a obra. O solo é considerado inelástico não linear segundo modelagem desenvolvida para o solo local. É também avaliada a influência da forma de consideração da fronteira inferior de fluxo: se como fronteira impermeável ou como fronteira de carga constante.

V.6 Solução totalmente acoplada de Hsi e Small

Submetido à publicação ainda em dezembro de 1990, o trabalho Hsi e Small (1992a) representa um passo adiante na simulação da deformação de solos saturados sujeitos simultaneamente à variação de tensão e à variação de carga hidráulica. A solução apresentada no citado trabalho além de ser acoplada nos termos da teoria de adensamento de Biot trata a variação do regime de fluxo em função da movimentação da superfície freática.

Uma solução com tal escopo tem aplicação direta na previsão de deformações em escavações em áreas urbanas envolvendo o rebaixamento do nível freático. Nestes casos, dois efeitos interagem para a variação do estado de tensões no solo:

- o alívio de tensão decorrente da remoção da massa de solo, e
- o rebaixamento do nível d'água devido à variação das fronteiras drenantes.

Análises realizadas por Ohtsu e Kamemura (1985), aplicando soluções numéricas de fluxo transiente e de tensão-deformação acoplada, indicam que ambos os fatores podem ser decisivos para uma avaliação confiável do comportamento da poropressão atuante no solo.

Enfoques em termos de tensões efetivas (tais como Osaimi e Clough, 1979, Banerjee e outros, 1988, Yong e outros, 1989, Borja, 1990, e Nogueira, 1992) permitem uma boa previsão no tempo dos efeitos relativos ao alívio de tensões. Entretanto, tais soluções não consideram a simultânea alteração das condições de contorno hidráulicas típica em escavações abaixo do nível d'água em função do rebaixamento freático, conforme evidenciam Debidin e Lee (1980), Ohtsu e Kamemura (1985) e Gonçalves (1990), por exemplo. Hsi e Small (1992a) admitem que a ocorrência de fluxo d'água em direção à cava pode anular o esperado excesso negativo de poropressão decorrente do alívio de tensões, eliminando assim um efeito que seria favorável à segurança.

Dedicadas ao tratamento de escavações incrementais envolvendo o rebaixamento do nível d'água através do método dos elementos finitos, as soluções de Hsi e Small (1992a,b) se deparam com duas dificuldades típicas deste tipo de problema: a determinação dos esforços de tração equivalentes para simular a remoção de solo, e a determinação da superfície livre de fluxo em uma solução tipo malha fixa para permitir um natural acoplamento com a análise de tensões.

Simulação de escavação incremental

A simulação do alívio de tensões devido à remoção do solo envolve a princípio a imposição de uma força desequilibrante na fronteira de escavação. Hsi e Small (1992a) utilizam a metodologia proposta por Ghaboussi e Pecknold (1984).

Desde o trabalho pioneiro de Clough e Woodward (1967) a simulação por elementos finitos do processo incremental de escavação sofreu sensível evolução. Destacando as discrepâncias observadas em tentativas anteriores, Chandrasekaran e King (1974) propõem um procedimento supostamente livre de erros e consistente com o requisito de unicidade. Segundo tal requisito as tensões e deslocamentos resultantes de uma escavação em meio elástico não viscoso independem da história de incrementos de escavação. Mana (1978) discute esta e outras tentativas anteriores, concluindo que nenhuma satisfaz plenamente os requisitos de unicidade. O autor calcula a força equivalente relativa à escavação de elementos conforme a eq. V.3, concluindo que a mesma atende ao requisito de unicidade.

$$\mathbf{F} = \sum_1^m \int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV_e \quad (V.3)$$

onde: \mathbf{F} = vetor de forças nodais equivalentes;

\mathbf{B} = matriz deformação-deslocamento do elemento;

$\boldsymbol{\sigma}$ = vetor de tensões no elemento;

m = número de elementos adjacentes ao contorno do volume escavado;

V_e = volume do elemento.

Tal formulação, embora bastante popular (utilizada por exemplo por Osaimi e Clough, 1979, Banerjee e outros, 1988, e Nogueira, 1992), é criticada por Hsi e Small (1992a) por omitir a contribuição das forças de massa causadas pelo peso próprio do solo.

Destacando que quando o material se comporta de forma inelástica o estado final de tensão e deformação pode depender bastante da sequência de eventos de carregamento/descarregamento, Ghaboussi e Pecknold (1984) consideram que o processo então convencional para cálculo das tensões nodais representativas da remoção do solo, embora aparentemente intuitivo, é inconsistente e incorre em erros acumulativos. A formulação proposta pelos autores, considerada teoricamente correta por garantir que as cargas de gravidade e de superfície estejam sempre平衡adas por tensões internas consistentes é expressa por Yong e outros (1989) conforme a eq. V.4. A mesma é adotada também por Britto e Gunn (1989), Borja (1990) e Holt e Griffiths (1992).

$$\mathbf{F} = \sum_1^m [\int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV_e - \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{W} dV_e] \quad (V.4)$$

onde: \mathbf{N} = matriz função de forma do elemento;

\mathbf{W} = vetor de forças de massa.

Simulação de fluxo com superfície livre

Hsi e Small (1992a) consideram que uma determinação acurada do movimento da superfície livre, sob condições de malha fixa, pode ser obtida por procedimento semelhante ao proposto por Bathe e Khoshgoftaar (1979), discutida no item V.4, no qual

a superfície livre é detectada pelo contorno no qual a pressão na água é nula. Os autores observam, entretanto, que tal método não é plenamente adequado no caso de análise de escavações, visto a possibilidade de ocorrência de regiões com poropressões nulas exclusivamente em função do alívio de tensões. Neste caso não seria possível distinguir a superfície livre do contorno de poropressão nula gerado pelo alívio de tensões.

Enquanto existirem regiões com poropressão negativa abaixo da superfície freática, os autores adotam como alternativa o enfoque proposto por Cividini e Gioda (1984). Segundo este método, conforme discutido no item V.4, a superfície livre coincide com as faces dos elementos, sendo a localização desta determinada buscando a minimização do fluxo que cruza a superfície livre anterior, a qual é inicialmente prescrita como uma condição de contorno. Dessa forma nenhum fluxo é imposto ao longo da superfície. A acurácia desta solução alternativa depende da densidade da malha, sendo recomendada apenas enquanto as poropressões negativas não tiverem sido dissipadas.

Hsi e Small (1992a,b) admitem a redução da permeabilidade acima da superfície livre, região não saturada, segundo uma relação linear conforme ilustrado na fig. V.8.

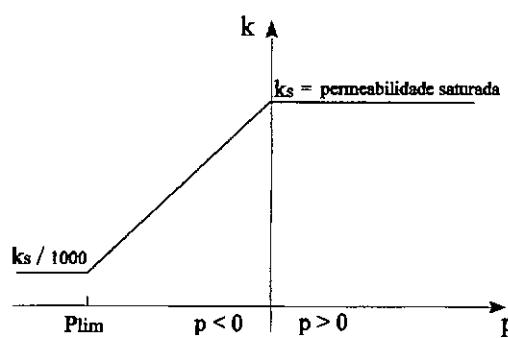


Fig. V.8: Função de permeabilidade adotada por Hsi e Small (1992a).

Além de reduzir a permeabilidade, os autores consideram necessário controlar as poropressões na região não saturada, evitando que a solução de fluxo introduza níveis de poropressões negativas irreais em termos de solos. Para tal não é admitida

poropressão mais negativa que a definida como P_{lim} . Este limite corresponderia então a pressão máxima de sucção na água dos poros, podendo ser avaliada experimentalmente. Os autores citam Bouwer (1964) como referência para a determinação da poropressão negativa limite.

Formulação matricial

A solução numérica pelo m.e.f. desenvolvida pelos autores parte da formulação matricial expressa nas eqs. V.5, V.6 e V.7.

$$\begin{vmatrix} K & -\gamma_w \mathbf{L}^T \\ -\gamma_w \mathbf{L} & -\gamma_w(1-\alpha)\Delta t \Phi - \gamma_w \mathbf{G}^{FS} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \Delta \delta^{(0)} \\ \Delta \mathbf{h}^{(0)} \end{vmatrix} = \xi \quad (V.5)$$

$$\xi = \frac{\Delta \mathbf{f} + \Delta \mathbf{g}}{\gamma_w \alpha \Delta t \Phi \mathbf{h}_t + \gamma_w(1-\alpha)\Delta t \Phi \mathbf{h}_{t+\Delta t}^{(i-1)} + \gamma_w \mathbf{L} \delta_t + \gamma_w \mathbf{L} \delta_{t+\Delta t}^{(i-1)} + \xi^{FS}} \quad (V.6)$$

$$\xi^{FS} = \gamma_w \mathbf{G}^{FS} (\mathbf{h}_{t+\Delta t}^{FS,(i-1)} - \mathbf{h}_t^{FS}) \quad (V.7)$$

onde: \mathbf{K} = matriz de rigidez,

γ_w = peso específico da água,

\mathbf{L} = matriz de acoplamento,

α = fator de integração,

Φ = matriz de fluxo,

\mathbf{G}^{FS} = matriz de fluxo relativo ao rebaixamento do nível d'água,

δ = vetor de deslocamentos nodais,

\mathbf{h} = vetor de carga hidráulica,

\mathbf{f} = vetor de forças,

g = vetor de forças que simula remoção de solo,

h^{FS} = vetor de carga hidráulica na superfície livre.

O termo **G^{FS}** (eq. V.8) calcula o fluxo a ser imposto ao longo da superfície freática em função do rebaixamento:

$$G^{FS} = \int_{\Gamma} a a^T S_Y \cos \beta \ d\Gamma \quad (V.8)$$

onde: **a** = vetor de funções de forma,

S_Y = rendimento específico ou porosidade efetiva,

β = inclinação da superfície livre,

Γ = contorno de superfície livre.

Enquanto a determinação da superfície livre se fizer através do método de Cividini e Gioda (1984), ou seja, até a completa dissipação das poropressões negativas, o termo **G^{FS}** mantém-se nulo, sendo efetivamente utilizado somente quando for aplicada a solução de Bathe.

A formulação descrita nas eqs. V.5, V.6 e V.7 envolve a solução de deslocamentos ($\Delta \delta$) e de cargas hidráulicas (Δh) no tempo, combinando adensamento, fluxo com rebaixamento da superfície livre e simulação de escavação.

A análise de uma escavação hipotética em solo elástico envolvendo a queda do nível d'água transiente (Hsi e Small, 1992a) resultou em recalques superficiais considerando a queda da superfície livre maiores que os previstos sem considerar a mesma, entretanto, os deslocamentos laterais considerando o rebaixamento são menores.

Aplicando a mesma modelagem do rebaixamento freático, Hsi e Small (1992b) analisam uma escavação hipotética considerando o solo como elasto-plástico segundo o modelo Camclay Modificado. A mesma solução numérica-computacional é utilizada para a retroanálise de escavações de grande porte em Taiwan: Hsi e Small (1992c) considerando o solo como elástico linear e Hsi e Small (1993) aplicando a modelagem elasto-plástica.

V.6 Comentários

A aplicação de técnicas matemáticas aliadas a recursos computacionais permite o estudo de problemas geotécnicos de forma eficiente.

Técnicas numéricas baseadas na discretização do domínio do problema têm tido grande aceitação pela engenharia geotécnica. Dentre as diversas opções de análise cabe ao profissional escolher a mais adequada em face das características do problema e do custo das ferramentas disponíveis.

Em análises de fluxo pelo método dos elementos finitos, a consideração de um domínio generalizado por toda a massa de solo, mesmo que seja tratado apenas o fluxo em solo saturado, torna as técnicas de malha fixa bastante interessantes por permitir um natural acoplamento da análise de fluxo com outras análises do comportamento do solo. Este aspecto é decisivo em problemas de fluxo e deformação acoplados, onde uma solução por malha fixa permite o cálculo concorrente da deformação do solo.

Soluções numérico-computacionais para problemas transientes de deformação e fluxo acoplados são hoje corriqueiramente empregadas em análises geotécnicas. Entretanto, o domínio de aspectos de maior complexidade (interação solo-estrutura, efeitos do rebaixamento freático, comportamento viscoso do solo, etc...) ainda é tema de pesquisas recentes.

Uma análise mais realista do comportamento transiente do solo em problemas envolvendo tanto variação de tensão quanto variação das condições de fluxo, além da importância prática em projetos, representa um avanço na busca da efetiva compreensão da resposta do solo como um todo.

CAPÍTULO VI

SOLUÇÃO APROXIMADA PARA ANÁLISE TRANSIENTE DE ESCAVAÇÕES

VI.1 Introdução

A aplicação de soluções de tensão-deformação com fluxo acoplado à problemas de escavação já é popular na literatura (Osaimi e Clough, 1969, Yong e outros, 1989, Bolton e outros, 1989, Holt e Griffiths, 1992, Nogueira, 1992, Hsi e Small, 1992a, Whittle e outros, 1993). Entretanto, com poucas exceções, estas aplicações não consideram o rebaixamento da superfície freática na vizinhança da escavação. Conforme discutido no capítulo V, Hsi e Small (1992a) são pioneiros na solução numérica-computacional do problema de tensão-deformação transiente acoplado com rebaixamento do nível d'água. Neste capítulo é apresentado o desenvolvimento de uma solução alternativa, de fácil implementação para a sofisticação de soluções existentes pelo m.e.f..

Aplicável a problemas transitórios de escavação com possível rebaixamento do nível d'água, a solução proposta foi utilizada para a sofisticação do sistema CRISP (Britto e Gunn, 1989). A modificação introduzida não inclui modelagem numérica, apenas computacional, envolvendo a manipulação de variáveis a nível de elemento para simular a queda gradual da superfície livre com o tempo.

VI.2 Solução originalmente disponível

O sistema CRISP é uma solução numérico-computacional via m.e.f. para problemas de tensão-deformação segundo o enfoque de estados críticos, incluindo análise de deformação dependente do tempo segundo a formulação de Biot, não considerando aspectos viscosos e restrita à solos saturados. Um histórico do desenvolvimento do sistema é encontrado em Fontenelle (1987).

Além dos modelos de estados críticos (Camclay, Camclay Modificado e de Schofield) o sistema permite considerar o solo como elástico (isotrópico ou não, módulo constante ou variando linearmente com a profundidade) e elasto-plástico perfeito (critérios de ruptura de von Mises, Tresca, Drucker-Prager ou Mohr-Coulomb). O modelo elástico

não linear de Duncan-Chang foi recentemente introduzido no sistema por pesquisadores da COPPE/UFRJ (Iturri, 1994). São disponíveis diversos tipos de elementos (triangular, quadrangular, hexaédrico, barra, viga e elemento de interface) e diferentes formas de variação das incógnitas de deslocamento e de poropressão.

O programa CRISP permite simular sequências de escavação ou aterro respectivamente por remoção ou adição de elementos na malha de elementos finitos durante a análise. Como técnica de análise não linear é utilizado o processo incremental de rigidez tangente (caracterizado por exemplo em Lopes, 1992), portanto requerendo atenção na escolha dos incrementos de carga por parte do usuário. O programa inclui a opção de atualização das coordenadas nodais com o progresso da análise, aproximando um tratamento de grandes deformações. As alterações das condições de contorno e de carregamento, representativas das solicitações características do problema analisado, são introduzidas através dos chamados **blocos incrementais**, os quais podem conter vários incrementos de tempo. Este enfoque facilita a definição do problema por parte do usuário.

Além do programa principal de análise o sistema CRISP inclui pre e pós processadores. Informações detalhadas sobre a utilização do sistema são encontrados em Britto e Gunn (1987) e Britto (1991). Exemplos de aplicações são encontrados em Fontenelle e outros (1987), Bolton e outros (1989) e Brugger (1990).

Baseado em Britto e Gunn (1987), a formulação matricial para modelagem numérica de fluxo-deformação transientes aplicada no programa CRISP pode ser expressa como:

$$\begin{vmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{L} \\ \mathbf{L}^T & -\Phi \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \Delta \mathbf{a} \\ \Delta \mathbf{b} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \Delta \mathbf{r}_1 \\ \Delta \mathbf{r}_2 \end{vmatrix} \quad (\text{V.9})$$

onde:
 $\Delta \mathbf{a}$ associado ao deslocamento resultante,
 $\Delta \mathbf{b}$ associado ao excesso de poropressão resultante,
 $\Delta \mathbf{r}_1$ associado ao carregamento (incluindo simulação de escavação),
 $\Delta \mathbf{r}_2$ associado à variação das condições hidráulicas.

A avaliação das forças nodais equivalentes na fronteira de escavação é coerente com a proposta de Ghaboussi e Pecknold (1984), eq. V.4, considerada correta por

diferentes autores conforme discutido no item V.6. Para a simulação da escavação o programa faz uso de uma simplificação: uma região escavada em um dado bloco incremental perde toda a sua rigidez já no primeiro incremento de tempo deste bloco, no entanto o alívio das tensões relativas à escavação é distribuído ao longo de todos os incrementos do bloco. Observa-se que o erro associado a este procedimento pode ser minimizado em função do número de blocos utilizados para simular a remoção de uma região, do número de incrementos considerados por bloco, e do grau de refinamento da malha de elementos finitos.

O sistema CRISP tem sido alvo de diferentes sofisticações objetivando maior abrangência do seu poder de modelagem (Chai e Bergado, 1993, Iturri, 1994).

VI.3 Simulação do rebaixamento transiente da linha freática

VI.3.1 Fundamentos

A motivação que fundamenta a solução proposta foi encontrada no estudo dos diferentes métodos empregados para representar o movimento da superfície freática em análise de fluxo não confinado pelo m.e.f., os quais são classificados em métodos de malha variável e de malha fixa, conforme discutido no item V.4.

Dentre as soluções que empregam a técnica de malha fixa é comum a utilização da redução da permeabilidade dos elementos acima da linha freática para restringir o fluxo sem necessitar alterar as condições de fronteira do problema. Esta redução encontra respaldo fenomenológico na diminuição observada na permeabilidade de solos submetidos a poropressão menor que zero (sucção), conforme discutido no item II.2.4.

O tratamento do rebaixamento do nível d'água sob condições transientes é feito a partir da segunda condição de fronteira de superfície livre (eq. V.2), a qual garante o equilíbrio entre a velocidade de fluxo na direção normal à linha freática e a velocidade do movimento da mesma. Em termos de elementos finitos esta condição implica que o tempo necessário para a superfície livre cruzar um elemento corresponde ao tempo necessário à remoção de toda a água disponível nos poros do elemento.

A solução proposta se baseia nos aspectos anteriormente citados para simular o rebaixamento através da malha de elementos finitos ao longo do tempo. Para tal é admitida uma redução significativa da permeabilidade de um elemento quando a poropressão média neste elemento torna-se negativa, indicando que o elemento ficou acima da linha freática em um dado incremento de tempo da solução numérica, fig. VI.1. Em contrapartida é imposta uma carga de pressão hidráulica na fronteira inferior deste elemento, na forma de condição de contorno de poropressão, cujo valor e tempo de aplicação são funções da altura do elemento, da permeabilidade e do rendimento específico (S_y) do meio (ou porosidade efetiva, item II.2.5).

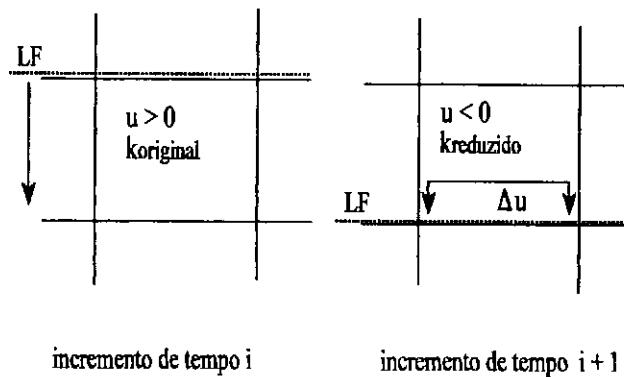


Fig. VI.1: Simulação da queda da linha freática através de um elemento.

Dessa forma ao mesmo tempo que o domínio de fluxo é restrinrido em função da tendência de queda da linha freática esta queda é amortecida admitindo-se que o fluxo correspondente à remoção da água contida no elemento que tornou-se desaturado se faça exclusivamente na direção vertical.

VI.3.2 Redução de permeabilidade

O recurso de reduzir a permeabilidade dos elementos que são desaturados é encontrado de diferentes formas na literatura. Bathe e Khoshgoftaar (1979), por exemplo, empregam uma variação tipo degrau (fig. V.6, item V.4). Hsi e Small (1992a) empregam uma variação linear (fig. V.8, item V.6). Soluções que incluem fluxo não saturado, como Lam e outros (1987) e Vargas e outros (1990b), procuram adotar variações próximas de resultados obtidos experimentalmente.

A fig. VI.2 apresenta os limites obtidos a partir dos resultados agrupados por Bouwer (1964), considerando aqui apenas ensaios em solos naturais, incluindo solos argilosos, siltosos e arenosos. Na mesma figura estão plotadas as curvas relativas à variação linear (utilizada por Hsi e Small, 1992a) e à variação linear logarítmica com fatores de redução (F_{red}) de 1.000 e 1.000.000. Observa-se que a variação linear logarítmica com fator de redução de 1.000.000 corresponde aproximadamente ao limite inferior dos resultados experimentais, enquanto a variação linear aproxima o limite superior.

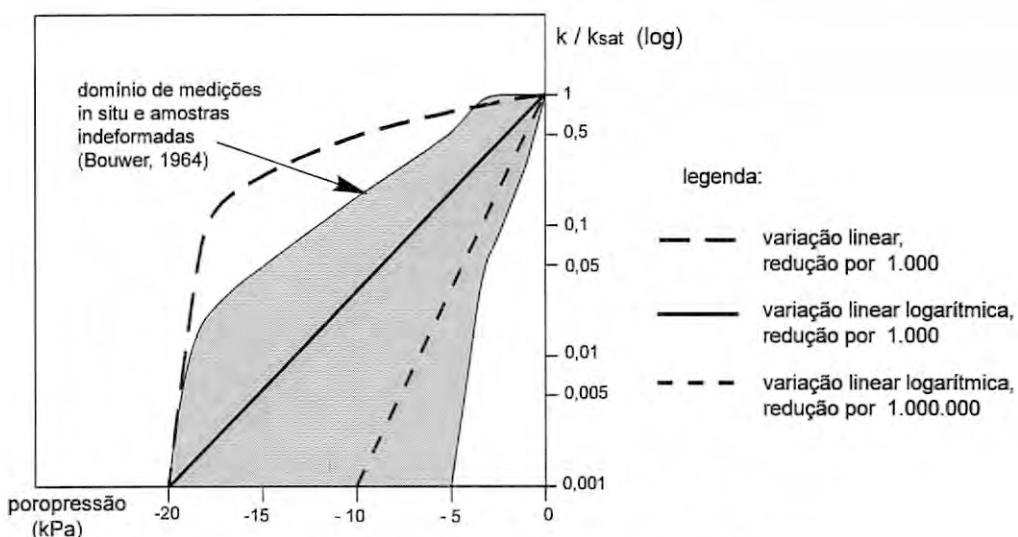


Fig. VI.2: Variação da permeabilidade (em escala logarítmica) com a poropressão.

Análises preliminares com a solução proposta indicaram que a adoção de uma variação acentuada da permeabilidade com a poropressão resultam em uma definição mais precisa da linha freática final (condição estacionária), conforme será discutido no item VI.5. Foi admitida inicialmente a seguinte variação de permeabilidade para poropressões entre 0 e P_{lim} :

$$k = \exp [\log(k_{sat}) - \log(F_{red})(\frac{u}{P_{lim}} + desvio)] \quad (VI.2)$$

onde: k_{sat} = coef. de permeabilidade saturada,

F_{red} = fator de redução,

P_{lim} = poropressão negativa limite,

desvio = parâmetro que torna mais brusca a redução de k .

Para $P_{lim} = -20$ kPa, $F_{red} = 1.000.000$ e desvio = 0 a eq. VI.2 corresponde à variação linear logarítmica com fator de redução de 1.000.000 , fig. VI.2 . Verificou-se que valores de desvio maiores que 0,2 resultaram em uma definição bastante precisa da linha freática final. Decidiu-se então não fixar o fator de redução, que deve valer entre 10^{+3} e 10^{+6} a critério do usuário, e fixar um desvio igual a 0,5. Fica então definida a seguinte variação de permeabilidade com a poropressão:

caso $u \geq 0$:

$$k = k_{sat} \quad (VI.3)$$

caso $p_{lim} < u < 0$:

$$k = \exp [\log(k_{sat}) - \log(F_{red})(\frac{u}{P_{lim}} + 0,5)] \quad (VI.4)$$

caso $u \leq P_{lim}$:

$$k = \frac{k_{sat}}{F_{red}} \quad (VI.5)$$

Conforme discutido no item V.6, a região acima da linha freática, além de ter a permeabilidade reduzida, necessita ter a poropressão controlada. Uma vez que esta variável influencia diretamente o estado de tensões, a permissão de poropressões correspondentes a valores de sucção irreais em termos de solos pode resultar em uma análise equivocada. Nestes termos, o valor de P_{lim} será adotado como limite inferior para a poropressão: quando a poropressão tende a se tornar menor que P_{lim} , ou seja, mais negativa, é corrigida e mantida igual a P_{lim} .

O valor de P_{lim} dependerá do tipo de solo em questão, os trabalhos de Hsi e Small, por exemplo, adotam valores entre -10 e -50 kPa. Testes realizados com a solução proposta indicaram instabilidade numérica para valores de P_{lim} maiores que -20 kPa, ou seja, menos negativos.

VI.3.3 Aplicação da carga hidráulica equivalente

Conforme o esquema ilustrado na fig. VI.3, uma variação de poropressão é aplicada na face superior do elemento B, situado abaixo do elemento A, o qual ficou com poropressão negativa e permeabilidade reduzida em função da tendência de queda da linha freática. A variação de poropressão procura representar uma carga hidráulica equivalente à coluna d'água contida no elemento A, ou seja, procura simular o fluxo vertical necessário à remoção da água do elemento A. Para tal, essa carga é variável no tempo, partindo de um valor máximo igual ao produto entre a altura do elemento A e o peso específico da água, e decrescente até anular-se após um tempo Δt proporcional ao rendimento específico e inversamente proporcional à permeabilidade, conforme ilustra a fig. VI.4.

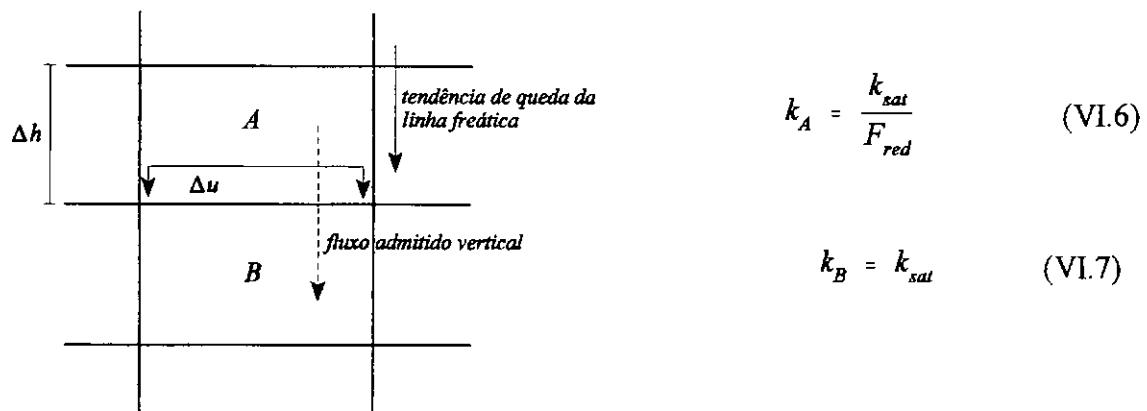


Fig. VI.3: Esquema da redução de permeabilidade acompanhada de aplicação de pressão hidráulica.

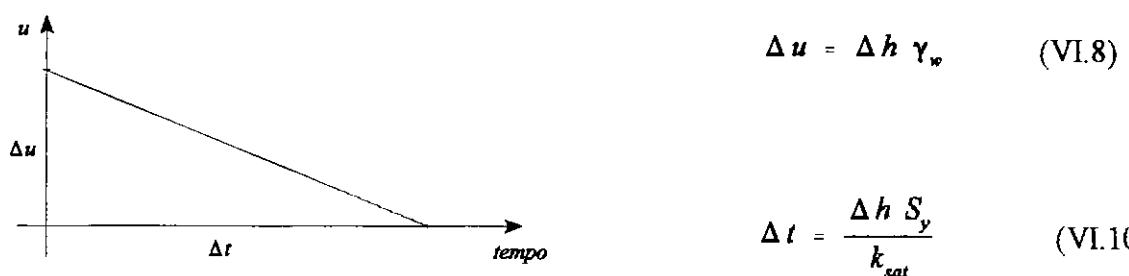


Fig. VI.4: Variação da carga de pressão ao longo do tempo.

VI.4 Implementação da solução

VI.4.1 Elemento utilizado

A solução foi implementada para elementos de geometria quadrangular com 8 nós, elemento tipo 5 do sistema CRISP, fig. VI.5. Neste tipo elemento os quatro nós dos vértices possuem graus de liberdade de deslocamento e de poropressão, enquanto os nós intermediários possuem apenas liberdade de deslocamento. O elemento inclui 9 pontos de integração onde estão definidas as variáveis de trabalho internas do programa.

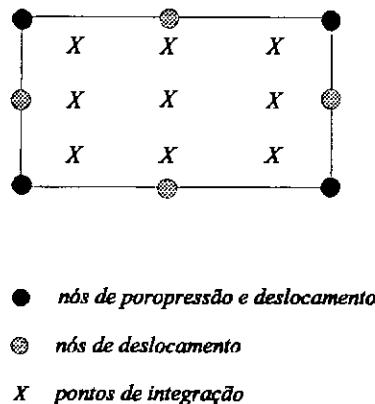


Fig. VI.5: Distribuição dos nós e dos pontos de integração no elemento utilizado pela solução proposta.

O valor de poropressão usado como critério de redução ou não da permeabilidade do elemento é calculado pela média dos valores nos pontos de integração do elemento. Entretanto o processo de limitação da poropressão negativa foi implementado individualmente por ponto de integração.

VI.4.2 Detalhes de implementação

Embora a idéia básica da solução seja bastante simples, a sua efetiva implementação para alteração do programa CRISP envolveu diversos aspectos de ordem prática a serem discutidos neste item. A listagem apresentada no Apêndice 1 serve como referência, nesta encontra-se o código de programação da rotina FREAT, criada

especificamente para a definição da linha freática, e de todas as rotinas já existentes no código original que sofreram alterações nesta implementação. O apêndice 2 apresenta o novo arquivo de entrada de dados (extensão *.MPD) incorporando os parâmetros adicionados nesta implementação. O apêndice 3 apresenta um exemplo do novo arquivo de entrada de dados.

Conforme o esquema apresentado na fig. VI.6, a superfície freática é avaliada a cada incremento de tempo da solução numérica. A sua definição é feita pela rotina FREAT, a redução da permeabilidade dos elementos é feita pela rotina LSTIFF e a limitação da poropressão negativa é feita pela rotina UPOUT.

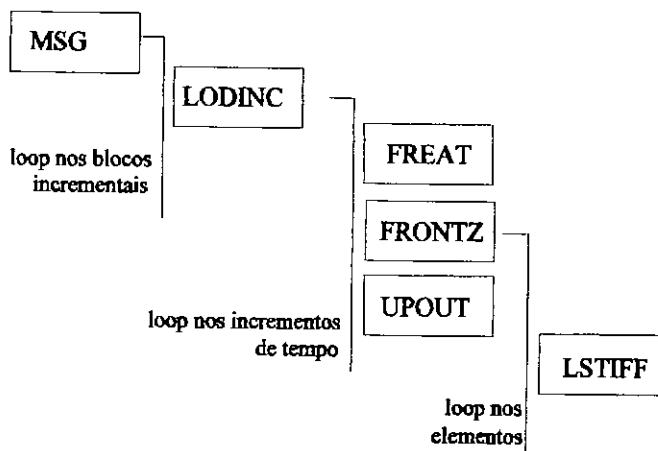


Fig. VI.6: Rotinas envolvidas diretamente no tratamento da linha freática.

A implementação da solução envolveu processos ao nível de elemento, de faces e de nós. A nível de elemento é necessário identificar quais devem ter a permeabilidade reduzida (processo aqui chamado **desativação**) e em quais devem ser aplicadas as variações de condição de contorno de poropressão na face superior (processo aqui chamado **carregamento**). A desativação de elementos é restrita a um elemento por coluna vertical de elementos em um dado incremento de tempo, entretanto ao longo de diferentes incrementos pode-se acumular mais de um elemento desativado e produzindo carga por coluna. É permitida a reativação de elementos (elemento voltar a ter a permeabilidade original) caso o mesmo volte a apresentar poropressão positiva e maior que a pressão de coluna d'água correspondente a sua altura, entretanto, só é permitida a reativação de elementos que ainda estão produzindo carga em alguma face abaixo. Estas medidas

procuram controlar a oscilação da linha freática ao longo da solução, permitindo a oscilação, porém evitando oscilações muito bruscas. Conforme implementada, a solução é adequada apenas para problemas monotônicos de rebaixamento da superfície freática, não tratando casos em que há tendência à elevação do nível d'água.

A nível de face é necessário identificar quais devem sofrer carregamento, as quais serão aqui chamadas **faces freáticas**. O valor da carga hidráulica a ser aplicada deve acumular contribuições de todos os elementos acima que estejam produzindo carga. Por sua vez, faces que não estejam recebendo mais carga devem ser desativadas, assim como as que estejam sendo substituídas por outra face mais abaixo na mesma vertical em função da desativação do elemento a quem pertenciam. Na modelagem, faces que interceptam fronteiras drenantes não sofrem aplicação de carga, fig. VI.7. Neste caso a hipótese de remoção da água do elemento A exclusivamente por fluxo vertical para o elemento B é evidentemente inválida.

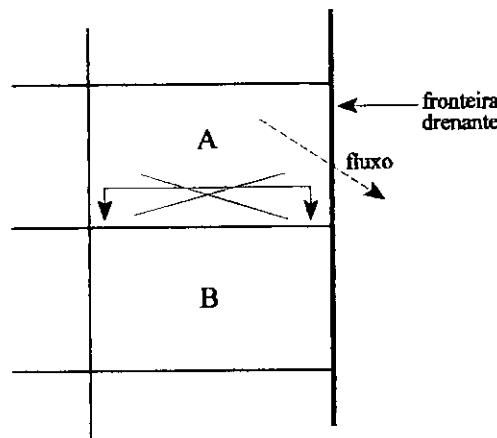


Fig. VI.7: Face freática interceptando fronteira drenante.

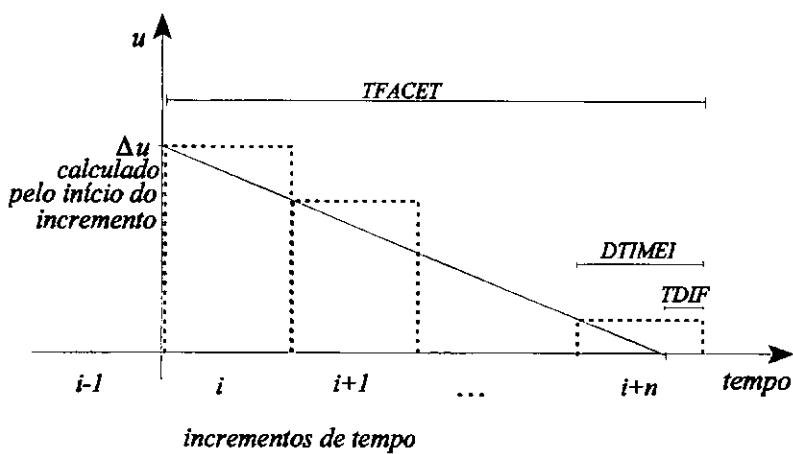
É permitido ao usuário a escolha do incremento da análise em que será iniciado o tratamento da linha freática, evitando assim que a rotina FREAT seja processada enquanto não tiver sido simulado o evento de rebaixamento do nível d'água. Por outro lado, em análises em que for clara a ocorrência de poropressões negativas exclusivamente devido ao alívio de tensões em regiões acima do fundo da escavação a escolha de um incremento inicial retardado permitirá evitar a desativação de elementos de forma equivocada.

É imposta uma ordenada limite inferior abaixo da qual os elementos não devem ser desativados. O objetivo desta restrição é evitar a redução de permeabilidade de elementos abaixo da escavação exclusivamente devido ao alívio de tensões. O valor deste limite inferior deve coincidir com a ordenada do fundo da escavação, sendo fornecido pelo usuário a cada bloco incremental.

Acompanhando a listagem das rotinas (Apêndice 1) pode-se destacar os principais passos da implementação, identificados pelo número das linhas:

- 1684-1699: inicialização dos vetores;
- 3100-3114: limita valor da poropressão negativa nos pontos de integração;
- 4777-4805: implementação de novo código de condição de contorno para ser usado na solução freática;
- 5733-5736: chamada da rotina FREAT;
- 5813-5857: dicionário das variáveis usadas na rotina FREAT;
- 5903-5962: loop nos elementos para identificar elementos acima da ordenada limite inferior, elementos com poropressão negativa candidatos à desativação e elementos com poropressão positiva suficiente para reativação;
- 5966-6202: loop nos elementos candidatos a produzir carga para definir faces a serem carregadas.
- 5983-6065: elementos candidatos só produzirão carga se atenderem a um dos critérios:
 - elemento é fronteira superior,
 - face acima é face freática antiga,
 - elemento acima dele já terminou carga,
 caso contrário o elemento não é desativado;
- 6145-6192: define faces freáticas e calcula os respectivos valores da carga hidráulica e do tempo total de aplicação;
- 6206-6360: loop de atualização das faces;
- 6210-6220: elimina faces não carregadas no incremento corrente;
- 6227-6242: cria nós de novas faces;
- 6246-6276: verifica se face intercepta fronteira drenante;
- 6279: atualiza tempo decorrido para a face corrente;
- 6282-6359: verifica se já esgotou tempo da face corrente;

- 6348: critério para decidir se ainda aplica carga no incremento corrente, conforme esquema da fig. VI.8;
- 6364-6398: define nova carga nos nós freáticos;
- 6381: avalia carga a ser aplicada pelo valor correspondente ao início do incremento de tempo, conforme esquema da fig. VI.8;
- 6386: no caso de nós pertencentes a mais de uma face carregada impõe a maior carga;
- 6403-6445: define novas condições de contorno nos nós;
- 7435-7484: redução de permeabilidade dos elementos desativados;
- 8194-8197: alocação dinâmica dos vetores reais;
- 8254-8256: alocação dinâmica dos vetores inteiros;
- 8645: leitura da ordenada limite inferior por bloco incremental;
- 8968-8971: leitura dos parâmetros de entrada.



se $TDIF \leq \frac{2}{3} DTIMEI$ ainda aplica carga no incremento $(i+n)$

Fig. VI.8: Aplicação da carga ao longo dos incrementos de tempo.

Para o monitoramento da solução proposta foi implementada a gravação de informações referentes ao tratamento da linha freática incremento a incremento, em um arquivo de extensão *.TES aqui chamado **arquivo log**. São gravados dados sobre elementos desativados, faces carregadas e condições dos nós freáticos.

VI.4.3 Visualização da técnica proposta

Na fig. VI.9 apresenta-se um caso hipotético de rebaixamento da superfície livre. Este problema corresponde à etapa 1 do caso 1 (item VI.5), extraído de Cividini e Gioda (1989). Na fig. VI.10 apresenta-se a evolução do rebaixamento obtida utilizando a técnica proposta.

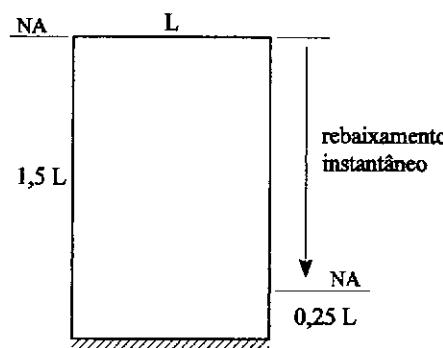


Fig. VI.9: Problema hipotético de fluxo transiente.

Observando lado a lado a evolução da linha freática e a manipulação dos elementos ao longo dos incrementos de tempo iniciais, fig. VI.10, pode-se visualizar o efeito de amortecimento, causado pela aplicação de pressões hidráulicas na base dos elementos desativados, em oposição à tendência natural de queda da linha freática em função das novas condições de contorno provocadas pelo rebaixamento instantâneo. Como referência, está indicada em linha tracejada a configuração final da linha freática, obtida segundo o programa FPM500 (Lopes, 1974), solução numérica para fluxo estacionário por técnica de malha variável discutida no item V.4.

Analizando com mais detalhe a fig. VI.10 observa-se a oscilação da linha freática entre incrementos consecutivos, consequência esperada da técnica de amortecimento

utilizada. Estudos realizados para verificação da validade do método implementado, item VI.5, indicam que apesar da oscilação característica a solução acompanha com razoável precisão o rebaixamento transitório da superfície livre.

A título de comparação na fig. VI.11 apresenta-se a evolução da solução caso não sejam aplicadas as cargas de pressão equivalentes à remoção da água dos elementos desaturados. Em linha tracejada está indicada a configuração final da linha freática segundo o programa FPM500. Observa-se a rápida queda da linha freática que acompanha a desativação dos elementos, sendo a condição estacionária praticamente alcançada já no incremento de número 17. Comparando as figs. VI.10 e VI.11 pode-se avaliar a importância do efeito de amortecimento provocado pela aplicação das cargas equivalentes.

VI.5 Análises para verificação

De forma a avaliar a capacidade de modelagem de problemas de rebaixamento freático utilizando-se a técnica proposta, foram efetuados estudos comparativos com análises publicadas por outros autores. São comparados resultados obtidos pelo sistema CRISP incorporando as modificações necessárias, resultados de análises utilizando outras soluções numéricas e medições de campo.

VI.5.1 Caso 1: problema de fluxo, Cividini e Gioda (1989)

O caso analisado por Cividini e Gioda (1989) trata-se de um problema completo de rebaixamento de superfície livre em um bloco de solo homogêneo e isotrópico, realizado em duas etapas conforme ilustrado na fig. VI.12. Através de variadas análises este caso foi aqui usado para avaliar a influência sobre a solução proposta de fatores como forma de redução da permeabilidade, valor do limite inferior de poropressão, refinamento da malha de elementos finitos e refinamento dos incrementos de tempo.

Para modelar a movimentação da superfície livre por técnica de malha variável, Cividini e Gioda (1989) aplicam um critério de ajuste da posição do ponto de afloramento baseado na continuidade da fluxo nodal entre elementos que definem a superfície (técnica discutida no item V.4).

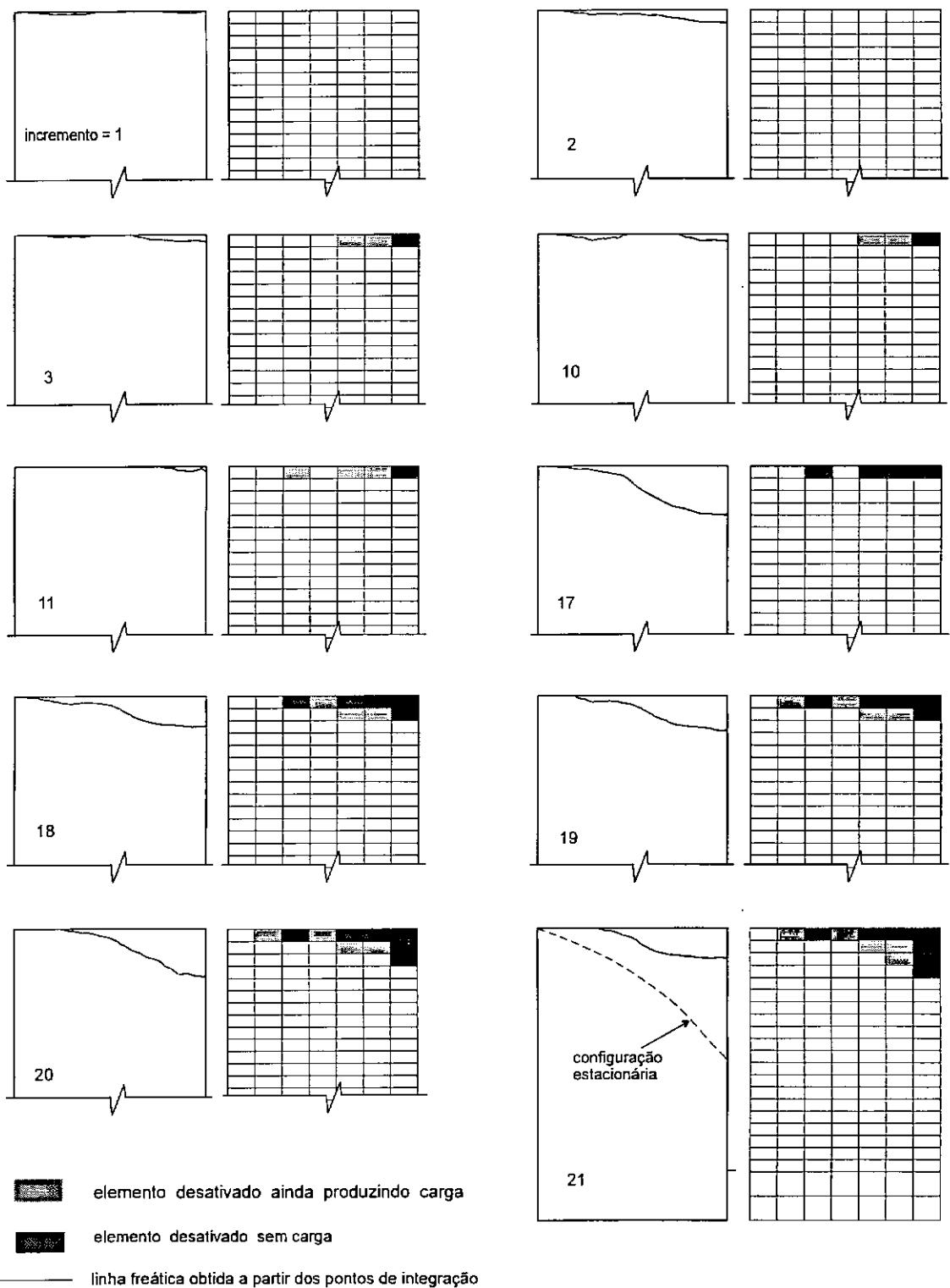


Fig. VI.10: Evolução da linha freática e da desativação de elementos ao longo dos incrementos de tempo iniciais ($E' = 10.000$, $P_{lim} = -20$ kPa, $F_{red} = 10^{-6}$, desvio = 0,5).

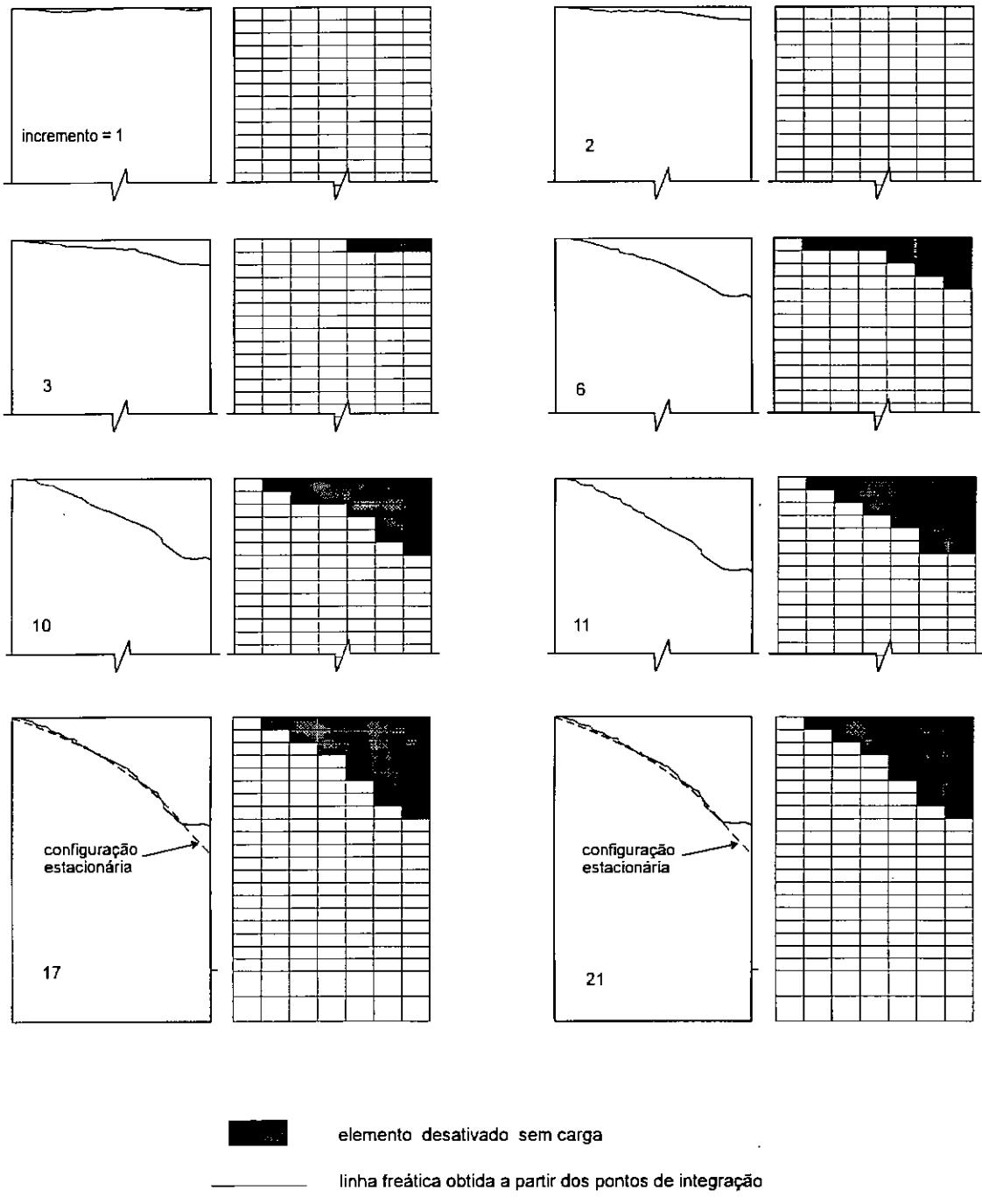


Fig. VI.11: Evolução da linha freática e da desativação de elementos ao longo dos incrementos de tempo iniciais, não aplicando carga ($E' = 10.000$, $P_{lim} = -20 \text{ kPa}$, $F_{red} = 10^{+6}$, $desvio = 0,5$).

A solução de Cividini e Gioda (1989) é uma solução desacoplada, que trata simplesmente o fluxo transiente independente das características de compressibilidade do solo. Já o programa CRISP acopla as deformações ao fluxo. De forma a comparar adequadamente os resultados, nas análises utilizando o programa CRISP é necessário a simulação de uma situação também desacoplada. Esta condição "desacoplada" foi simulada efetuando-se análises em um meio rígido o suficientemente, de forma que os efeitos das deformação pudessem ser considerados desprezíveis.

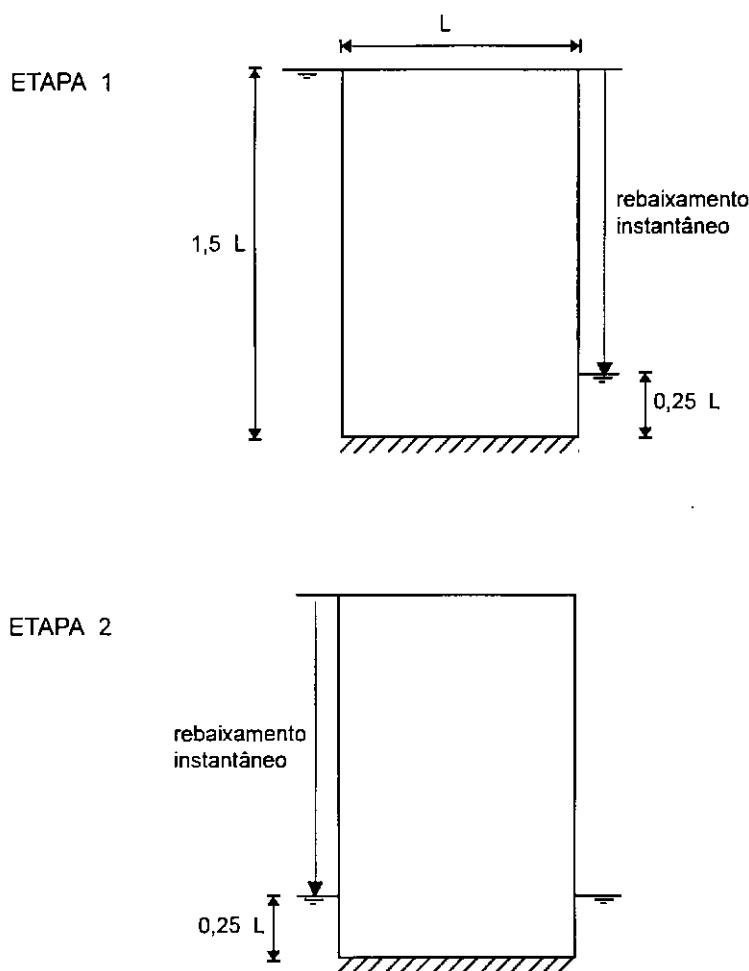


Fig. VI.12: Problema de rebaixamento completo em duas etapas (Cividini e Gioda, 1989).

Nas figuras VI.13 a VI.22 é comparada a evolução da linha freática obtida pelo programa CRISP com a solução obtida por técnica de malha variável apresentada por Cividini e Gioda (1989).

Para estas análises o fator tempo adimensional T é definido como:

$$T = \frac{k t}{S_y L} \quad (\text{VI.11})$$

onde: k = coeficiente de permeabilidade;

t = tempo;

S_y = rendimento específico (ou porosidade efetiva, nos termos de Cividini e Gioda, 1989)

L = largura do bloco de solo.

Foram adotados nas análises $k = k_{\text{sat}} = 10^{-6}$ m/s, $S_y = 0,2$, $L = 10$ m e comportamento tensão-deformação elástico linear, inicialmente admitindo um módulo de Young $E' = 10.000$ kPa.

Para a condição estacionária referente à primeira etapa ($T = 1,4$) foi também avaliada a linha freática segundo o programa FPM500.

Nas figs. VI.13 e VI.14 é comparado o comportamento da solução proposta em função do parâmetro desvio, o qual acentua a variação da permeabilidade com a poropressão, conforme discutido no item VI.3.2. Observa-se que sem a utilização deste parâmetro (desvio = 0) a solução não converge para a condição estacionária esperada para valores de fator tempo $T = 1,4$ na etapa 1 e $T = 2,2$ na etapa 2. Os outros parâmetros foram mantidos em:

- fator de redução de permeabilidade (F_{red}) = 1000;
- pressão limite inferior (Plim) = -20 kPa e
- módulo de elasticidade (E') = 10.000 kPa.

Nas figs. VI.15 e VI.16 é comparado o comportamento da solução proposta em função do fator de redução F_{red} . Observa-se que a escolha de um maior valor de F_{red} , correspondendo a uma redução mais efetiva e a uma variação mais acentuada da permeabilidade, resulta em uma melhor definição da condição estacionária na etapa 1, entretanto com perda de qualidade nos tempos iniciais. A manutenção do parâmetro desvio em 0,5 resultou em uma boa definição da condição estacionária em ambas as etapas. Os outros parâmetros foram mantidos em $P_{lim} = -20$ kPa, desvio = 0,5 e $E' = 10.000$ kPa.

Deve-se destacar que os resultados apresentados representam a distribuição de poropressão em um dado incremento de tempo da solução. Considerando as oscilações às quais a linha freática está sujeita, inerentes à técnica proposta, mais relevante que um resultado aparentemente ruim em um dado incremento é a evolução da solução ao longo do tempo. Esse aspecto é particularmente significativo para os tempos iniciais, quando observam-se fortes oscilações (conforme ilustrado na fig. VI.10) após o brusco rebaixamento instantâneo.

As análises anteriores permitem avaliar a influência da forma de variação da permeabilidade com a poropressão, e endossam a decisão a nível de implementação de fixar o parâmetro desvio em 0,5 e permitir a variação de F_{red} entre 10^3 e 10^6 a critério do usuário.

As figs. VI.17 e VI.18 apresentam resultados de análises realizadas com malhas de elementos e incrementos de tempo com diferente refinamento. Observa-se que a análise mais refinada leva a resultados de forma geral mais precisos do que os obtidos com a configuração base, a qual é usada em todas as outras análises deste caso. O refinamento é particularmente relevante para o trecho superior da malha e para os tempos iniciais, quando a solução está sujeita a maiores oscilações em função do grande desequilíbrio inicial fruto do rebaixamento instantâneo. Estas análises foram realizadas considerando $P_{lim} = -20$ kPa, $F_{red} = 10^6$, desvio = 0,5 e $E' = 10.000$ kPa.

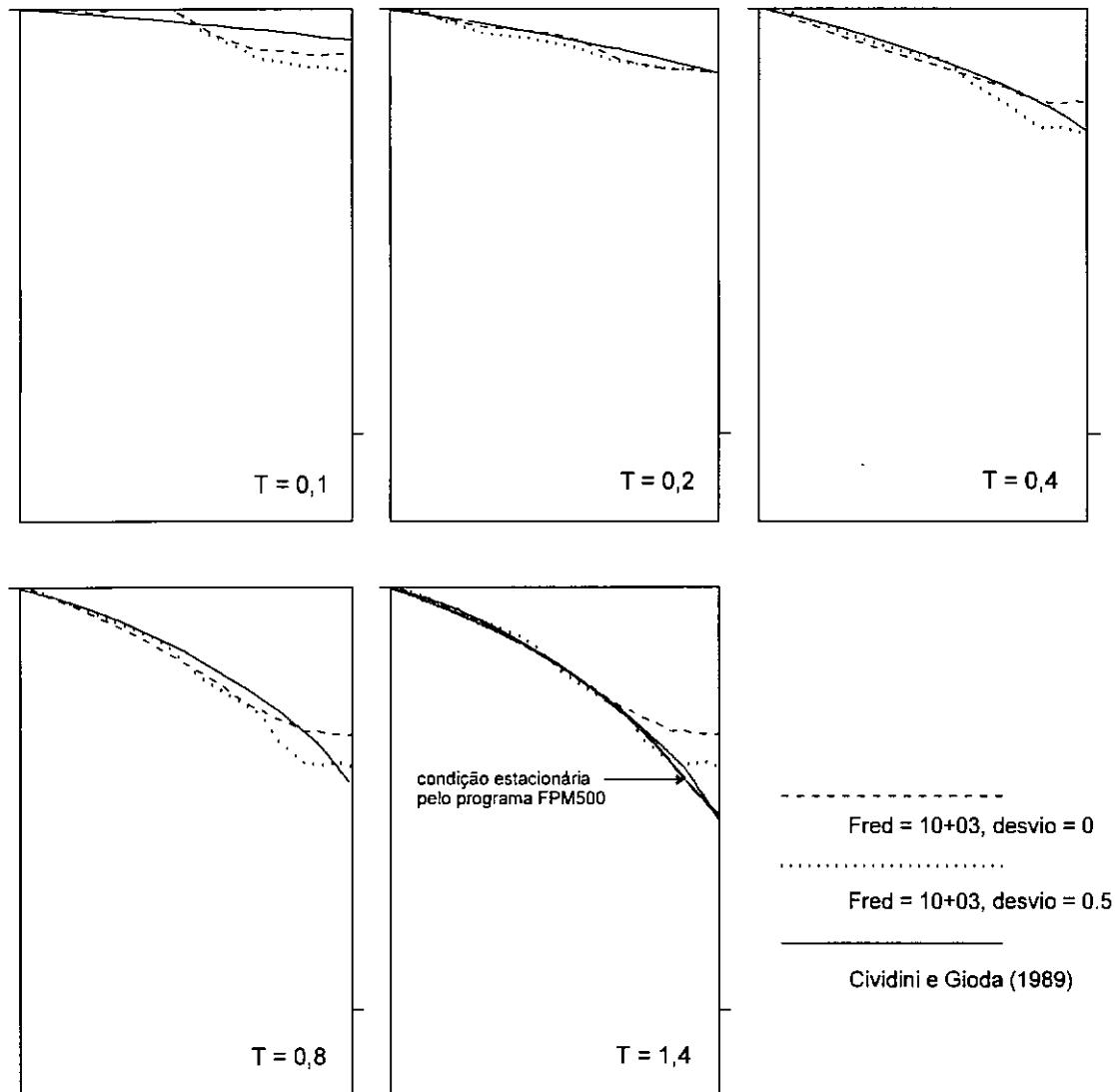


Fig. VI.13: Influência do parâmetro desvio sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 1).

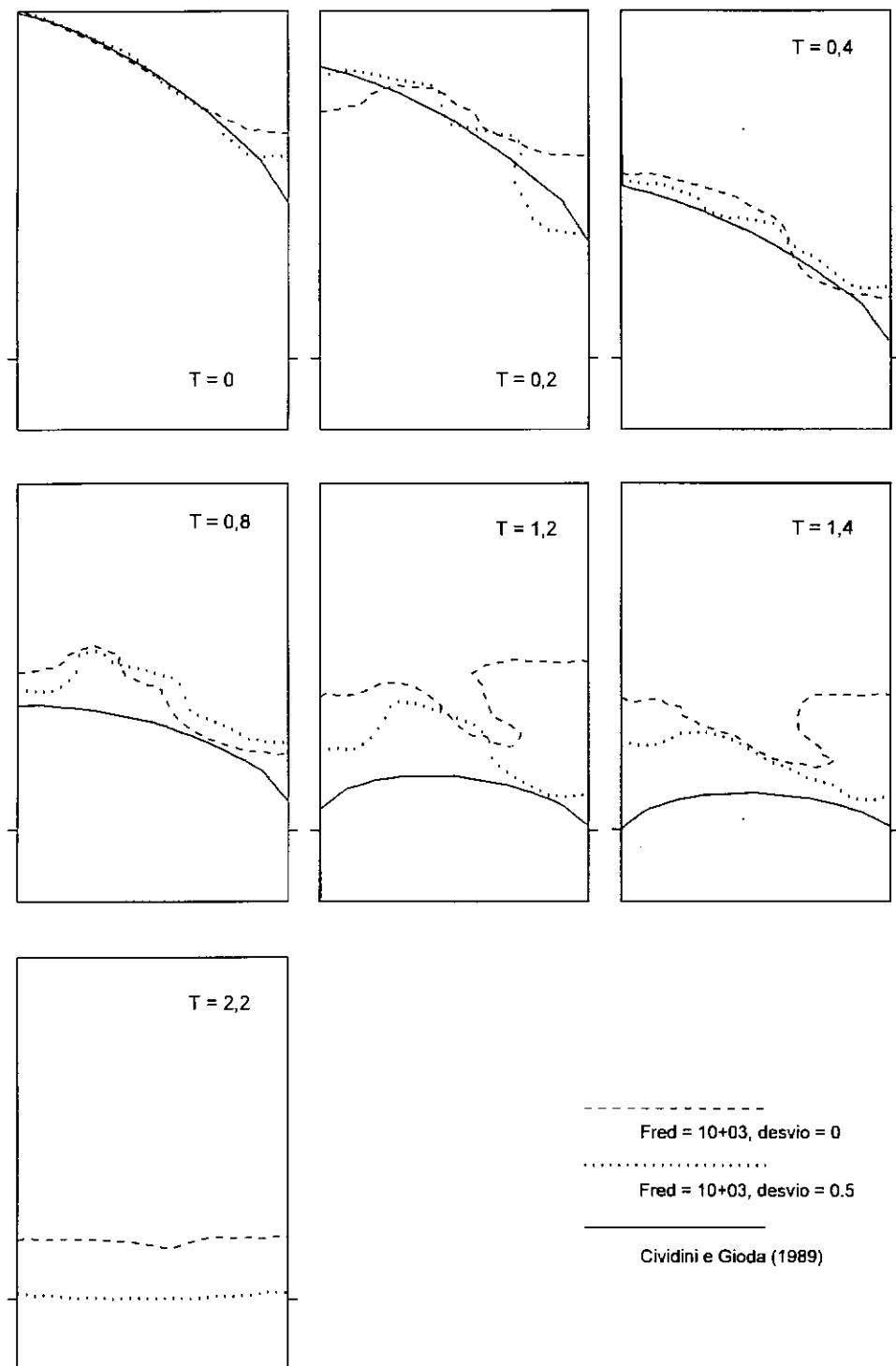


Fig. VI.14: Influência do parâmetro desvio sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 2).

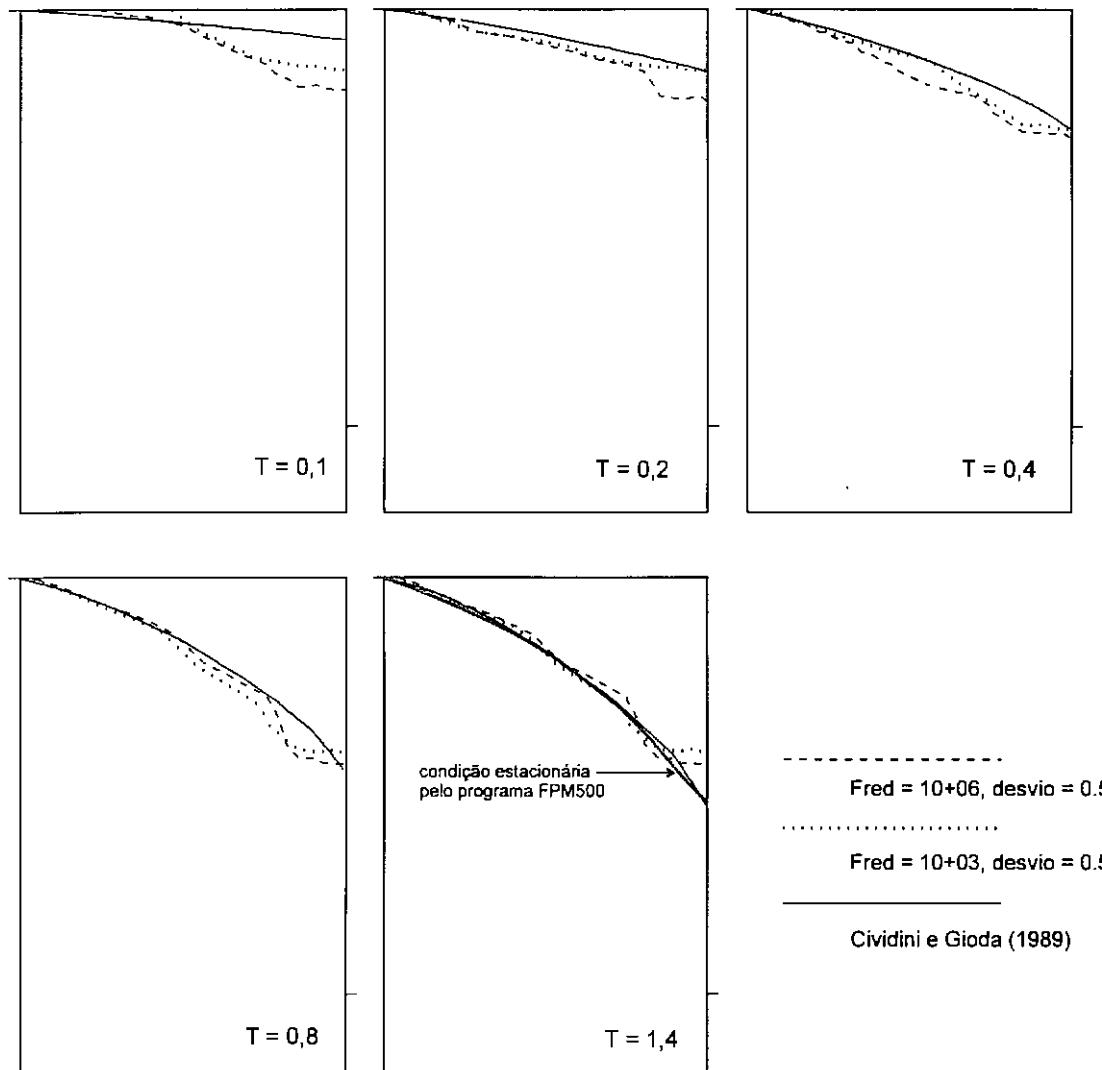


Fig. VI.15: Influência do parâmetro F_{red} sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 1).

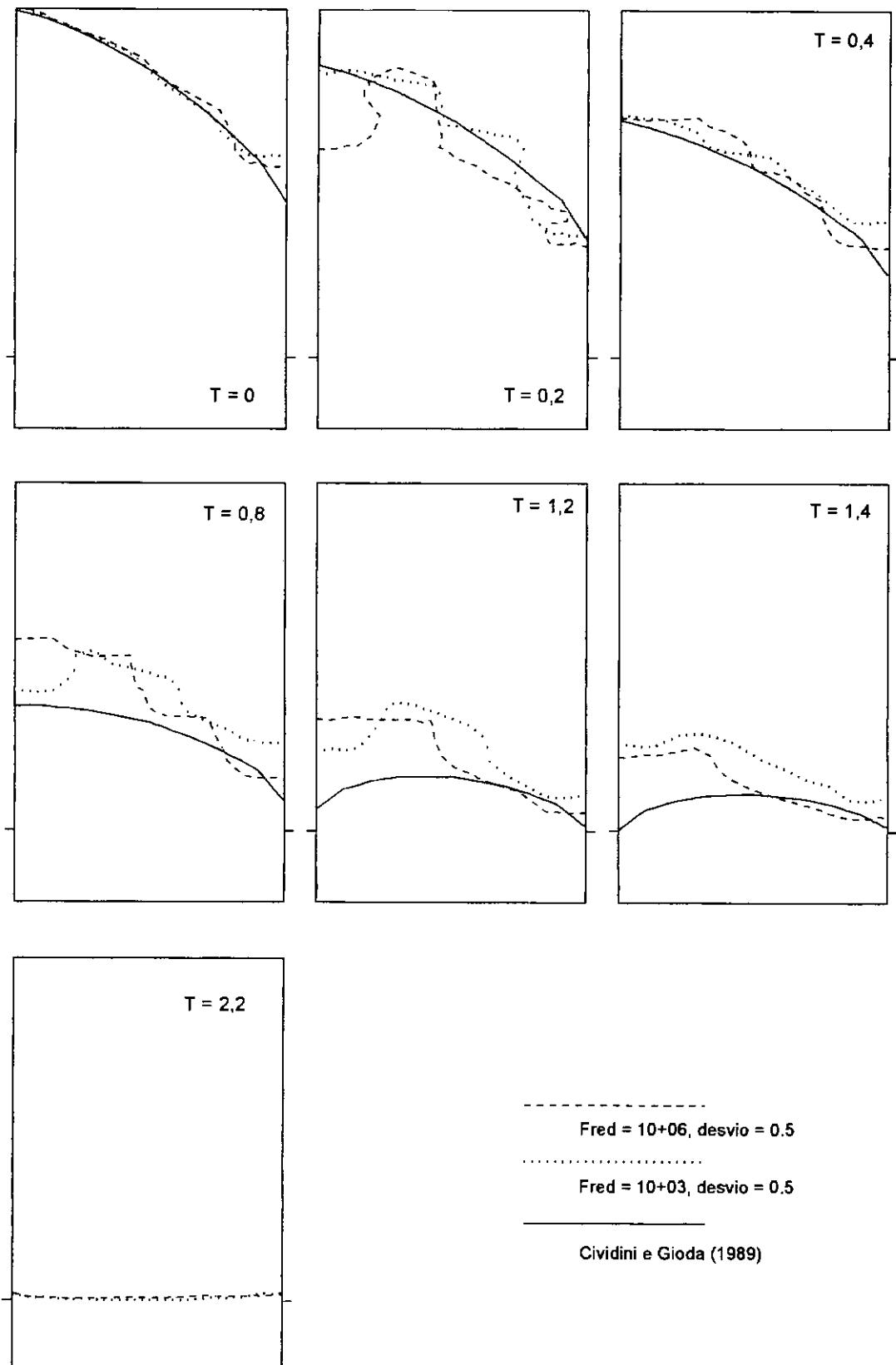


Fig. VI.16: Influência do parâmetro F_{red} sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 2).

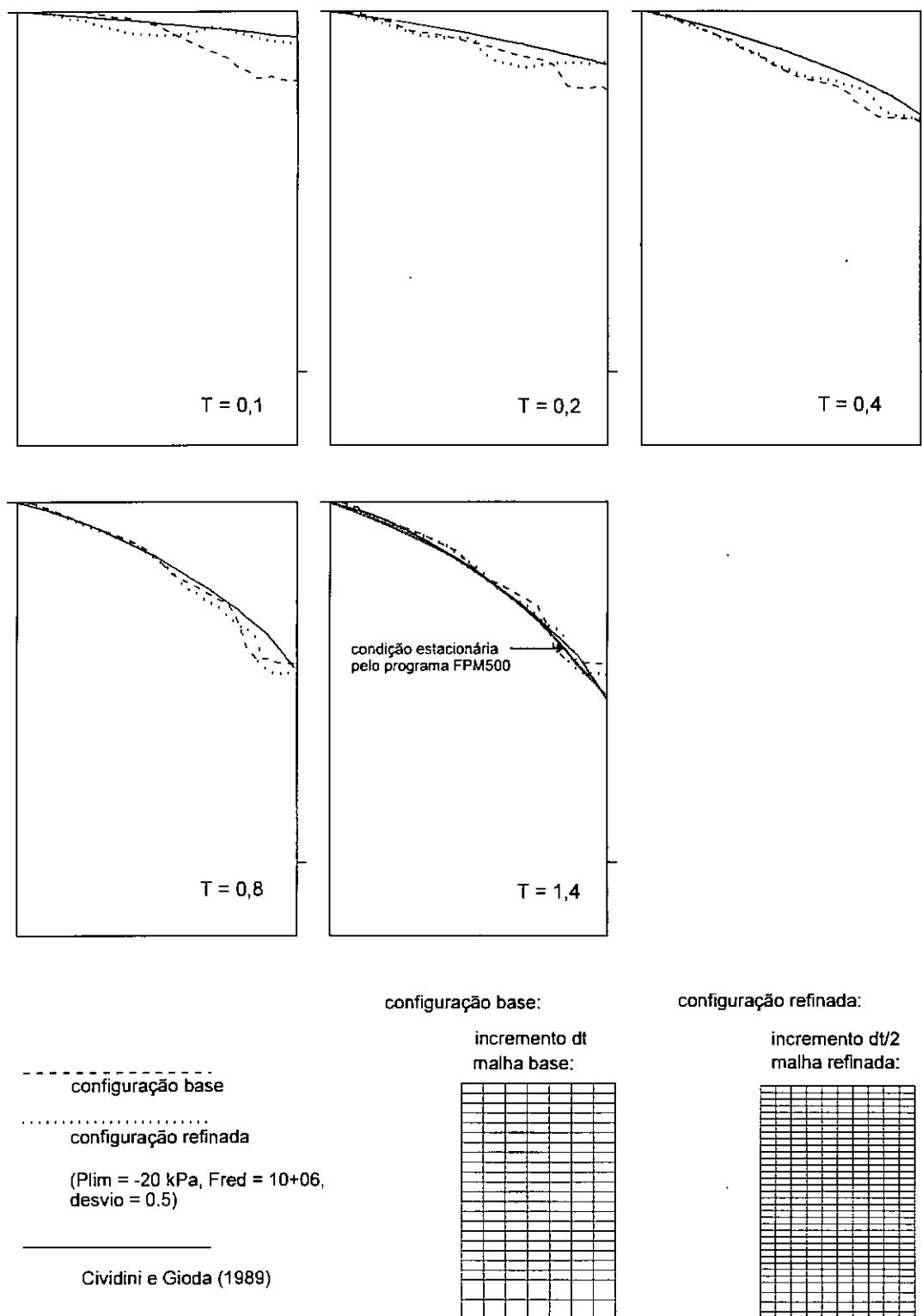


Fig. VI.17: Influência do refinamento da análise sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 1).

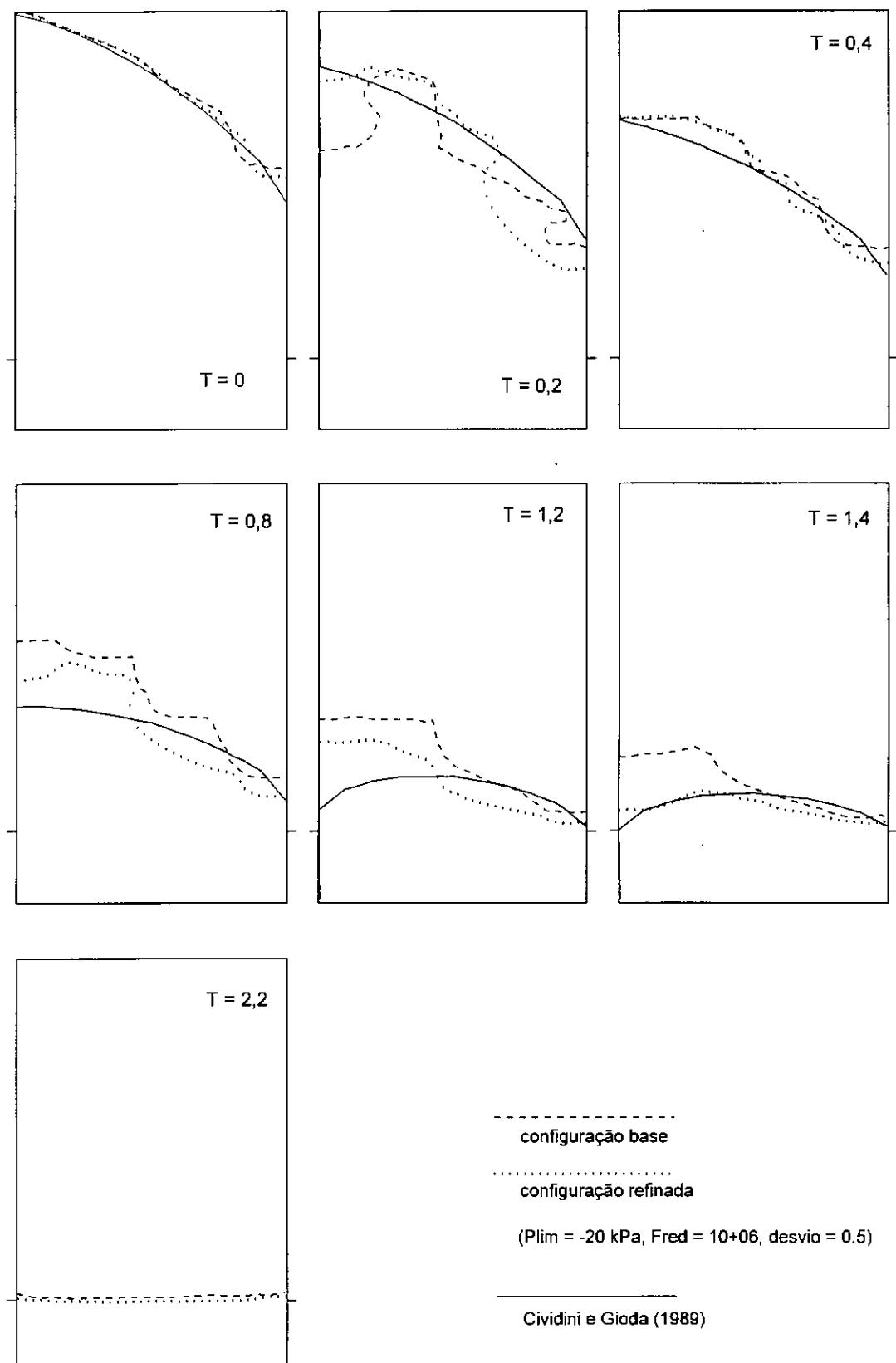


Fig. VI.18: Influência do refinamento da análise sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 2).

Nas figs. VI.19 e VI.20 pode ser avaliada a influência do parâmetro P_{lim} , o qual define o limite inferior de poropressão admitida nos pontos de integração assim como afeta a inclinação da relação entre permeabilidade e poropressão. Observa-se que com os outros parâmetros mantidos em $F_{red} = 10^6$, desvio = 0,5 e $E' = 10.000$ kPa a influência de P_{lim} não foi relevante ao longo de toda a análise, com exceção do tempo $T = 1,4$ da etapa 2, quando observa-se uma aparente queda acelerada da linha freática. Contudo, a verificação do arquivo log indicou que não se trata de uma condição estacionária antecipada mas sim de uma oscilação, pois a linha voltaria a subir no incremento subsequente em função da aplicação de carga hidráulica.

Conforme discutido anteriormente, a solução de Cividini e Gioda (1989) é uma solução desacoplada, que trata simplesmente o fluxo transiente independentemente das características de compressibilidade do solo. O programa CRISP é capaz de acoplar as deformações ao fluxo, sendo a compressibilidade uma característica de grande importância. Para verificar a influência da rigidez do solo foram realizadas análises considerando $E' = 10^6$, 10^4 e 10^3 kPa.

Através das figs. VI.21 e VI.22 pode-se observar o efeito da variação da rigidez sobre a evolução da linha freática: revela-se uma influência pouco significativa em termos globais, embora a rigidez afete bastante o desenrolar das oscilações características da solução. A condição de meio rígido é particularmente crítica para os tempos iniciais, logo após o rebaixamento instantâneo. Para meio menos rígido ($E' = 10^3$ kPa) a evolução da linha freática se faz de forma mais suave, atingindo ainda sob condição transiente o tempo correspondente a $T = 0,8$ na etapa 1, conforme previsto pela solução desacoplada de Cividini e Gioda (1989). Os outros parâmetros forma mantidos em $P_{lim} = -20$ kPa, $F_{red} = 10^6$ e desvio = 0,5.

A fig. VI.23 apresenta o mapa dos deslocamentos verticais associados aos três diferentes módulos de deformabilidade, para as condições estacionárias das etapas 1 e 2. Na fig. VI.23b ($E' = 10^4$ kPa) também são apresentados resultados de análise considerando $Plim = -50$ kPa, o que não resultou em alterações significativas.

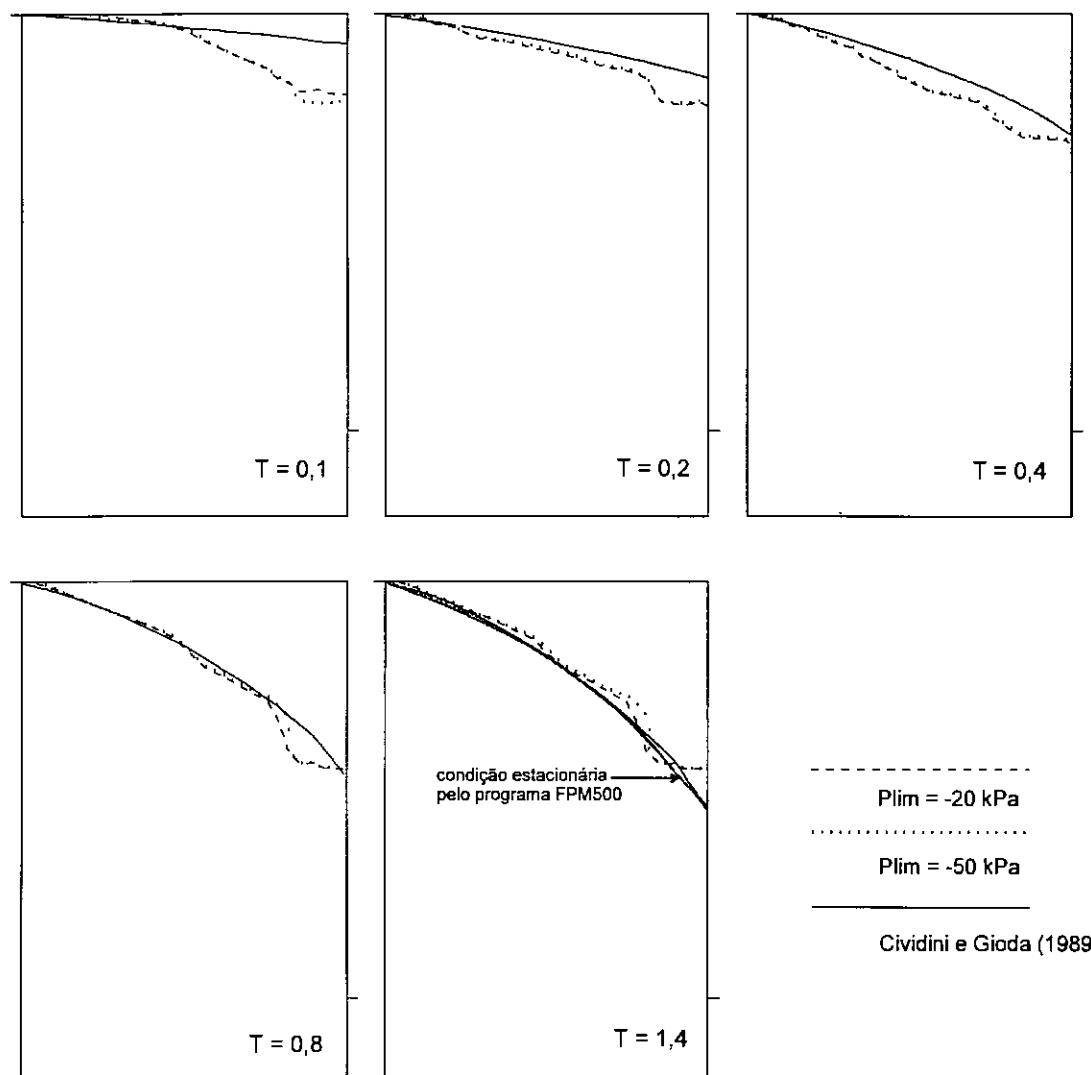


Fig. VI.19: Influência da pressão negativa limite sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 1).

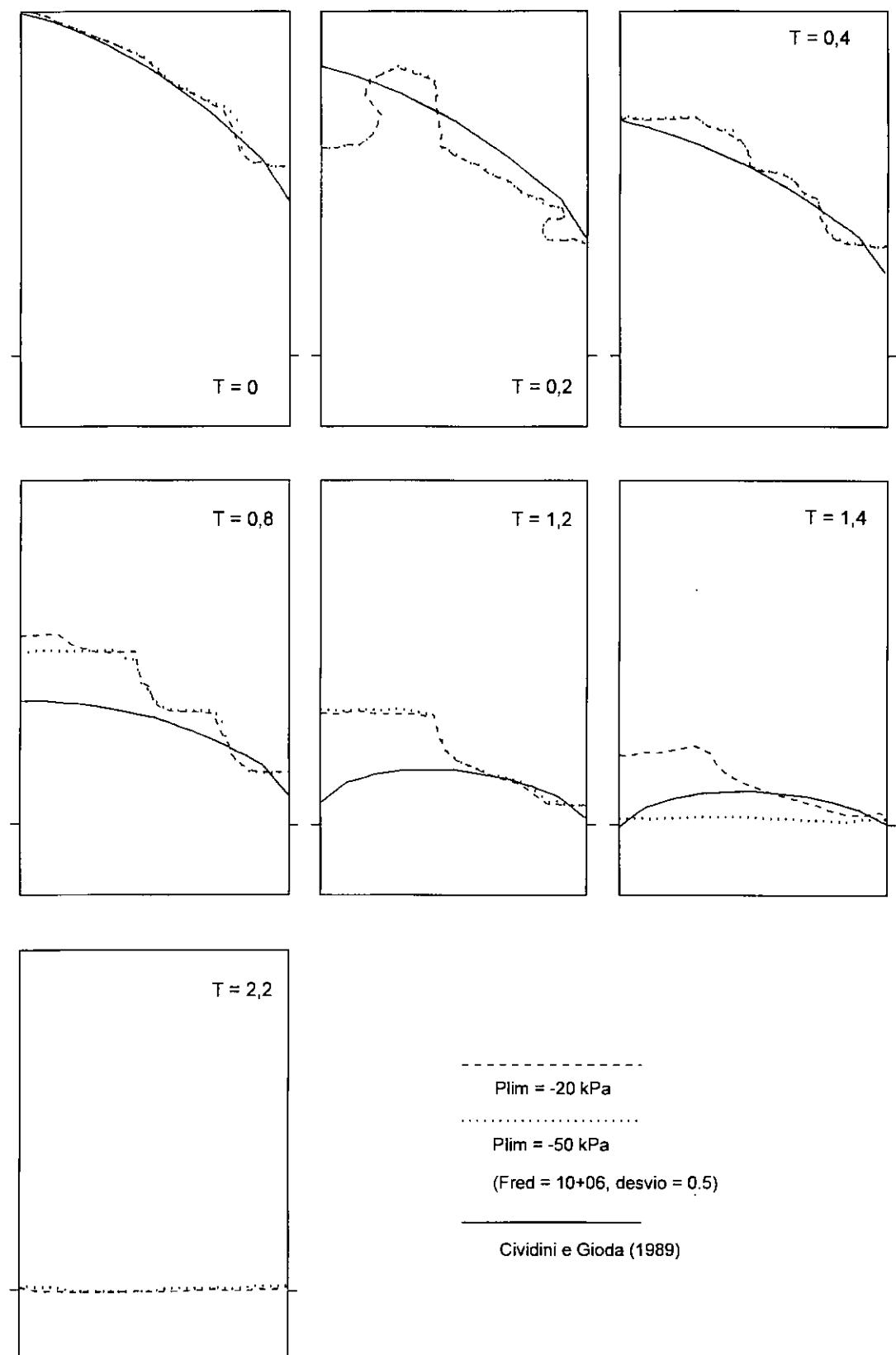


Fig. VI.20: Influência da pressão negativa limite sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 2).

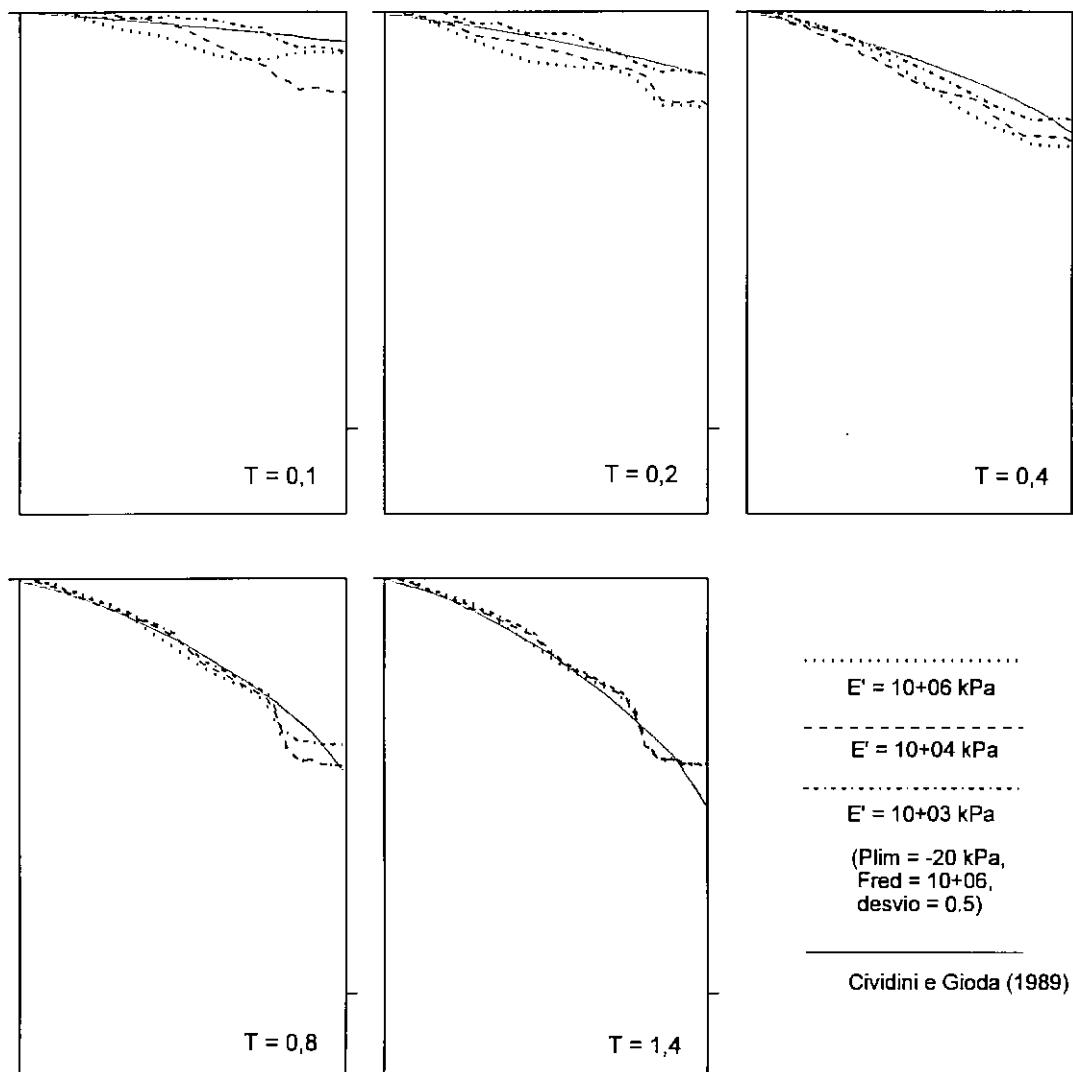


Fig. VI.21: Influência da rigidez do solo sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 1).

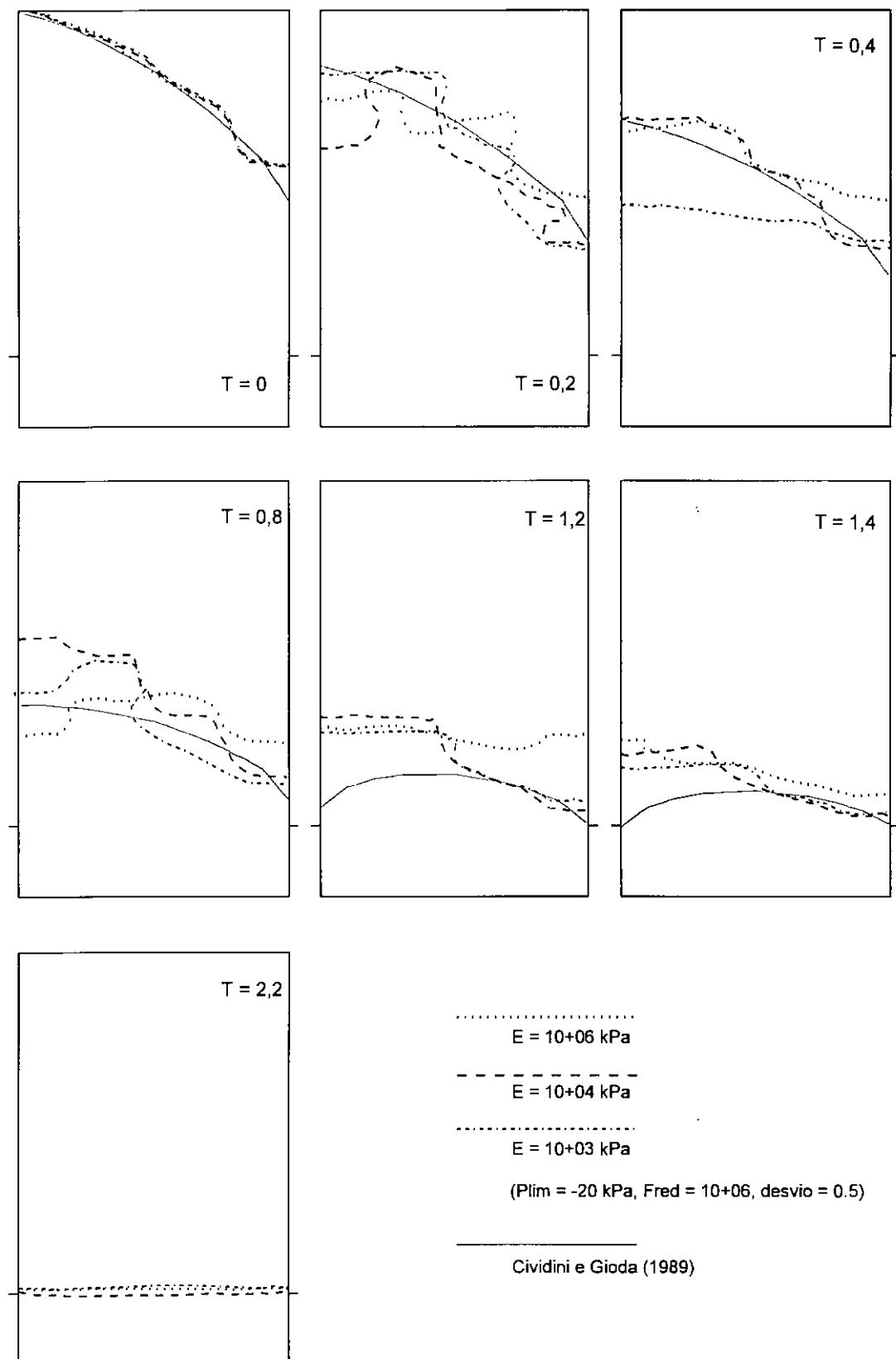
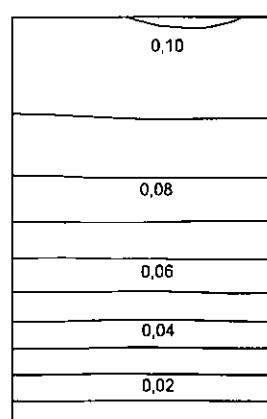
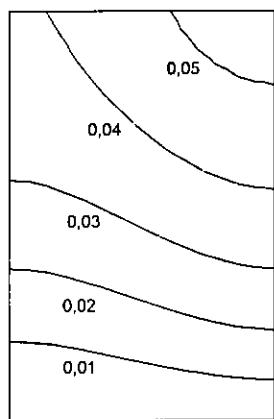
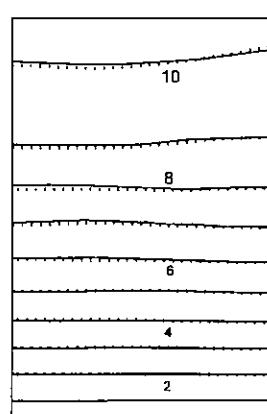
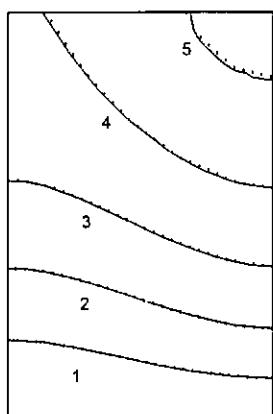


Fig. VI.22: Influência da rigidez do solo sobre a evolução da linha freática com o tempo (etapa 2).



$E = 10+06 \text{ kPa}$
($P_{lim} = -20 \text{ kPa}$)

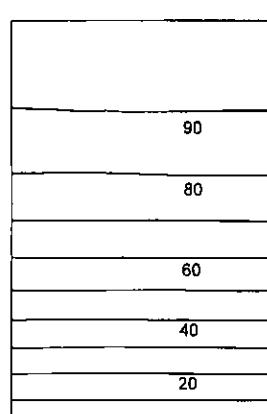
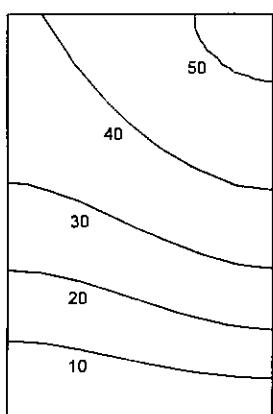
(a)



$E = 10+04 \text{ kPa}$
 $P_{lim} = -20 \text{ kPa}$

..... $P_{lim} = -50 \text{ kPa}$

(b)



$E = 10+03 \text{ kPa}$
($P_{lim} = -20 \text{ kPa}$)

(c)

$T = 1,4$
(final da etapa 1)

$T = 1,8$
(final da etapa 2)

Fig. VI.23: Mapas de deslocamento vertical (em cm) para diferentes módulos de deformabilidade E' .

VI.5.2 Caso 2: problema de fluxo, Cividini e Gioda (1984)

A fig. VI.24 apresenta o problema de rebaixamento da superfície livre em um bloco quadrado de solo homogêneo e isotrópico. Na análise deste e dos casos a seguir foram sempre considerados $F_{red} = 10^6$ e desvio = 0,5, exceto quando explicitados outros valores.

Cividini e Gioda (1984) resolvem este problema através de uma solução numérica por técnica de malha fixa. A superfície freática é representada por uma série de segmentos que coincidem com os lados dos elementos da malha definida para o problema. A solução se baseia em fazer a linha freática (então admitida como fronteira permeável com excesso de poropressão zero) saltar de uma face para outra do elemento em função da tendência de fluxo no elemento, técnica discutida no item V.4. Tratando-se de uma modelagem apenas de fluxo, tal como no caso anterior, não é considerado acoplamento entre fluxo e deformação.

A fig. VI.25 compara a evolução da linha freática pela solução proposta (considerando meio elástico linear) e pela solução de Cividini e Gioda (1984), para a condição estacionária ($T = 1,2$) é apresentada também a linha freática obtida pelo programa FPM500. O fator tempo T é definido conforme a eq. VI.11 (usada no caso 1), sendo considerados na análise $k = 10^{-6}$, $S_y = 0,3$, $L = 10\text{m}$, $P_{lim} = -20\text{ kPa}$ e $E' = 10^4\text{ kPa}$. Observa-se que a solução proposta acompanha com razoável aproximação a solução de referência e que, neste caso, para a condição final as três modelagens praticamente se confundem.

De forma a destacar a importância da solução acoplada, também neste caso foi variada a rigidez do meio para avaliar sua influência sobre o processo de fluxo transiente. Foram realizadas análises para $E' = 10^6$, 10^4 e 10^2 kPa , cujos resultados de evolução da superfície livre e de deformação da malha para o tempo $T = 1,2$ são apresentados na fig. VI.26. A consideração de um meio bastante compressível ($E = 10^2\text{ kPa}$) acarretou um atraso na queda da linha freática, a qual mesmo para $T = 1,2$ não alcança a configuração estacionária definida pelo programa FPM500. Estes resultados indicam também uma maior tendência à oscilação da solução quando tratando solos mais rígidos, enquanto que para solos mais compressíveis a evolução da linha freática tende a ser mais suave.

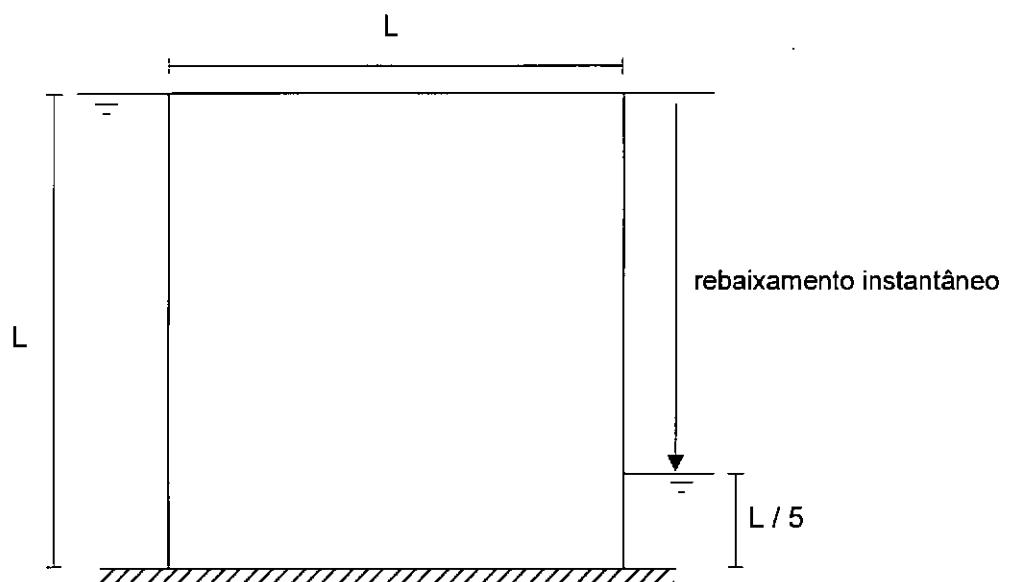


Fig. VI.24: Problema de fluxo transiente com rebaixamento freático (Cividini e Gioda, 1984).

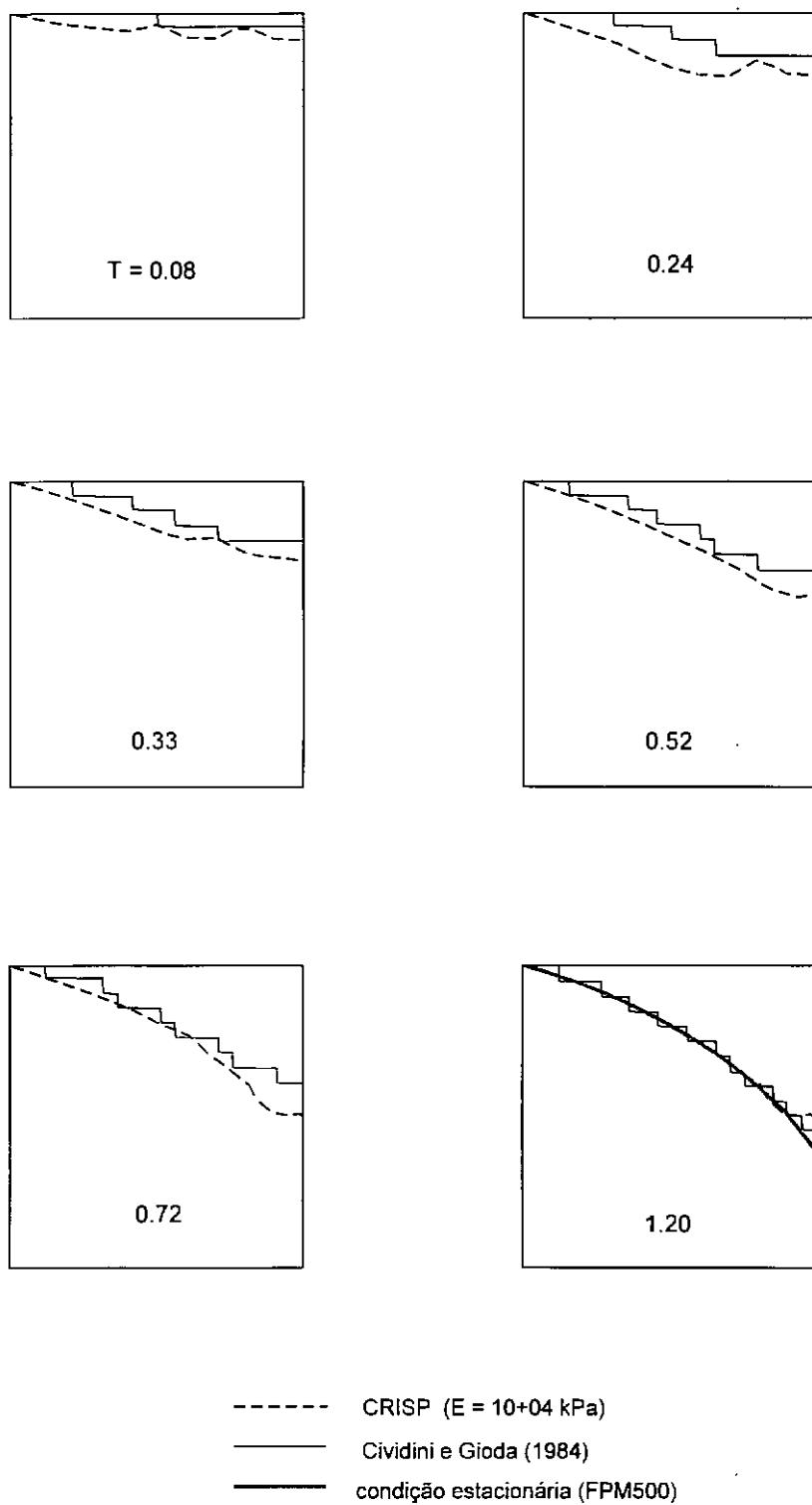


Fig. VI.25: Evolução da linha freática com o tempo .

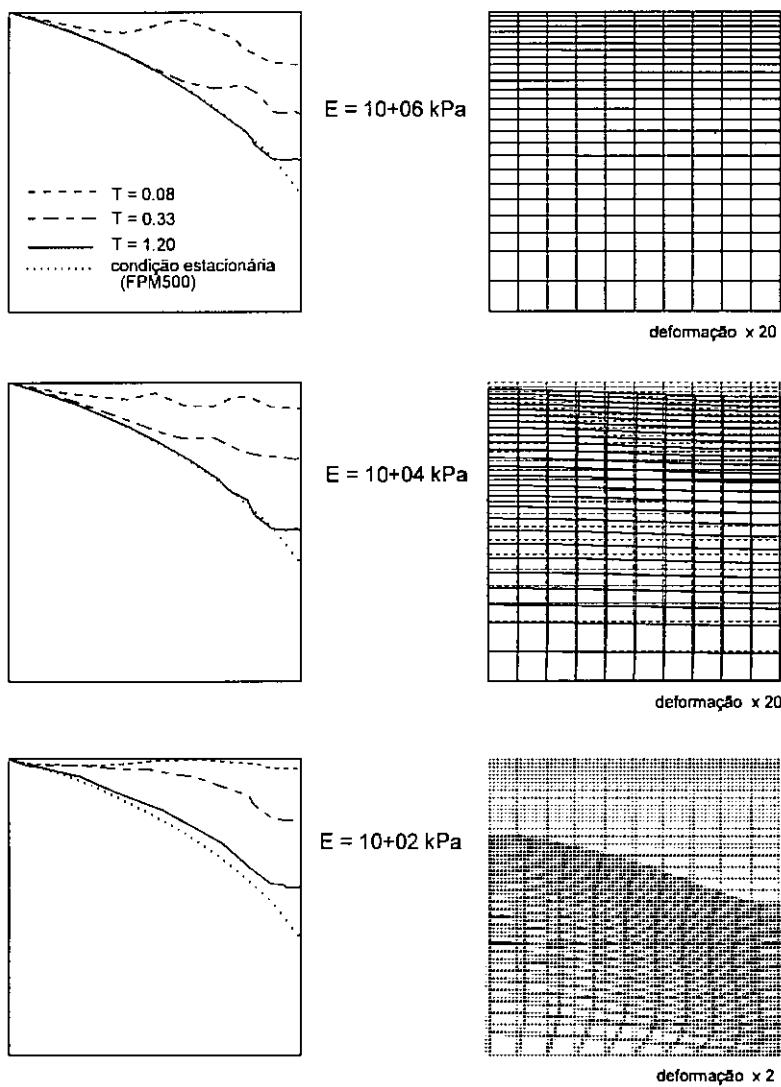


Fig. VI.26: Evolução da linha freática para diferentes módulos de deformabilidade e correspondente malha deformada, para $T = 1,2$.

VI.5.3 Caso 3: problema de escavação, Hsi e Small (1992a)

A fig. VI.27 apresenta o problema hipotético de escavação não escorada instantânea em meio elástico analisado por Hsi e Small (1992a) através de solução numérica acoplada admitindo rebaixamento da superfície livre.

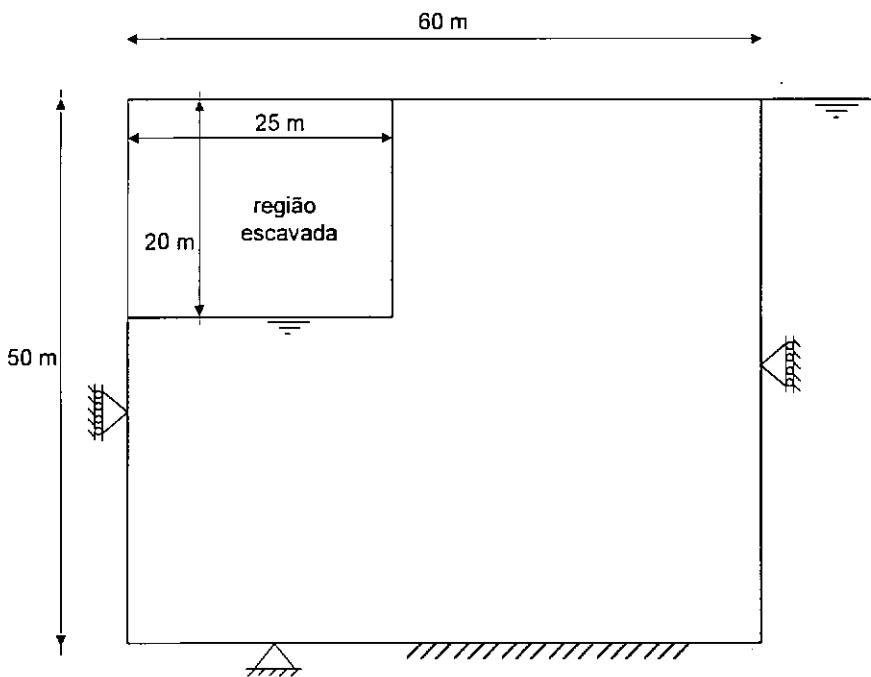


Fig.VI.27: Problema hipotético de escavação instantânea (Hsi e Small, 1992a).

A fig. VI.28 compara a evolução da linha freática obtida pelo programa CRISP com os resultados de Hsi e Small (1992a) e, para o tempo de 1.000 dias, com a configuração estacionária obtida pelo programa FPM500. Observa-se que a solução proposta acompanhou com razoável precisão os resultados de referência, com exceção da linha freática exageradamente baixa obtida para o tempo de 2 dias. Nesta análise foram

considerados $P_{lim} = -50$ kPa e $E' = 100.000$ kPa, conforme admitido por Hsi e Small para o problema em questão.

A fig. VI.29 apresenta o recalque superficial na vizinhança da escavação após 1.000 dias. São apresentados resultados obtidos sem aplicar a correção da linha freática (então mantida fixa na superfície do terreno por uma condição de contorno explícita) e aplicando a correção considerando $P_{lim} = -50$ kPa e -20 kPa. São também apresentados os resultados obtidos por Hsi e Small para análise com e sem rebaixamento considerando $P_{lim} = -50$ kPa e -15 kPa. Observa-se que os resultados das análises sem rebaixamento praticamente se confundem, indicando uma coerência entre a solução numérica acoplada usada por Hsi e Small e o programa CRISP original. Observa-se a tendência do rebaixamento provocar recalques maiores para valores de P_{lim} mais negativos, associados a maiores valores de sucção admissível e, consequentemente, a maiores valores de tensões efetivas. A solução de Hsi e Small (1992a) mostra-se mais sensível à variação de P_{lim} do que a solução proposta.

O comportamento em relação ao deslocamento horizontal da fronteira vertical da escavação após 1.000 dias é apresentado na fig. VI.30. Observa-se a semelhança entre os resultados das duas soluções numéricas quando não é considerado o rebaixamento da superfície livre. Em relação à variação de P_{lim} a solução proposta volta a se mostrar menos sensível.

A consideração do rebaixamento do nível d'água resultou em recalques superficiais máximos cerca de 18 % maiores e alterou significativamente a distribuição do recalque ao longo da superfície. Em termos de deslocamentos horizontais o efeito é oposto: a consideração do rebaixamento resultou em deslocamentos horizontais máximos cerca de 8 % menores e aproximadamente à mesma profundidade.

As figs. VI.31 e VI.32 apresentam respectivamente a evolução do recalque superficial e do deslocamento vertical obtidos pelo program CRISP.

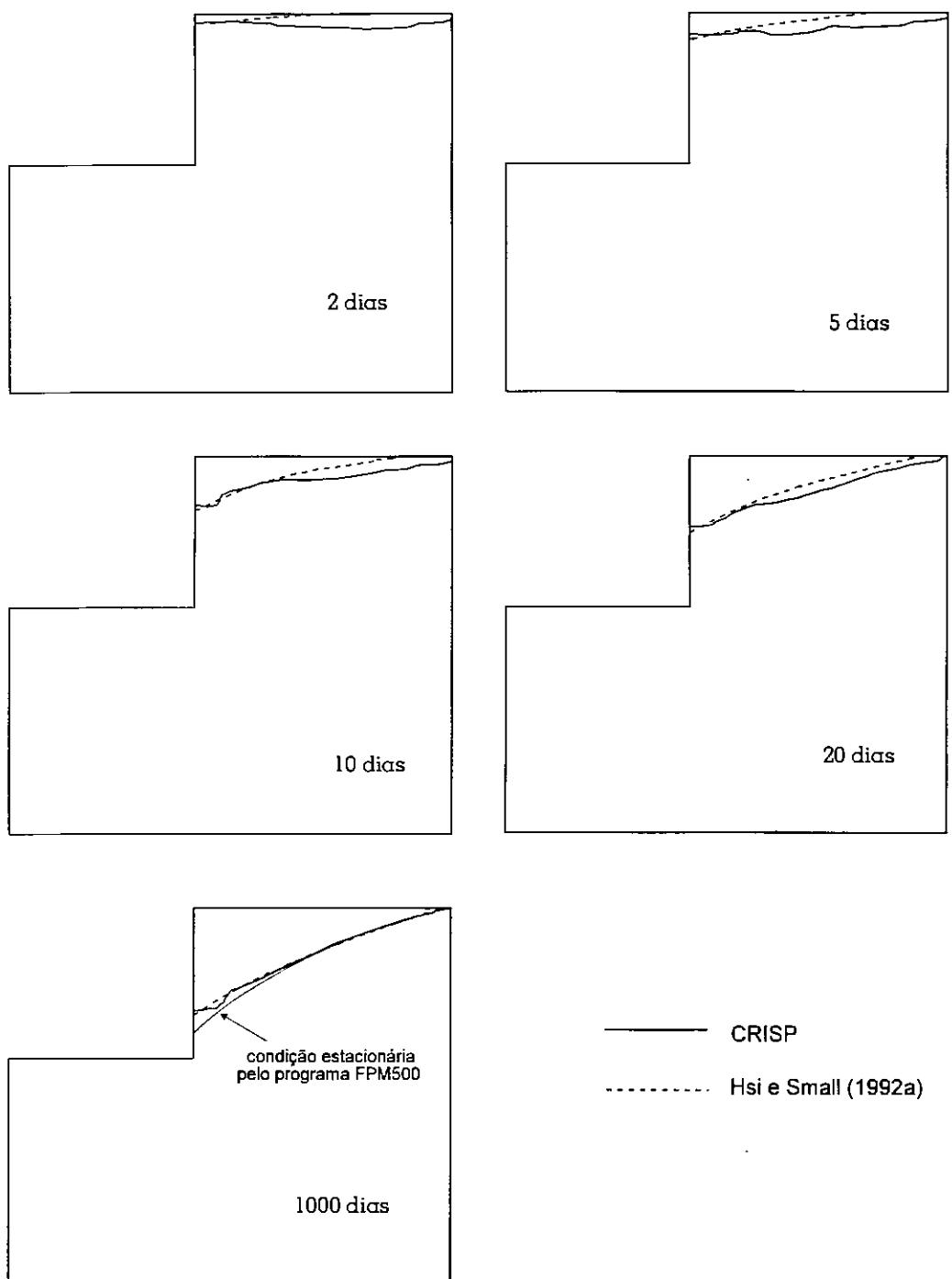


Fig. VI.28: Evolução da linha freática no tempo.

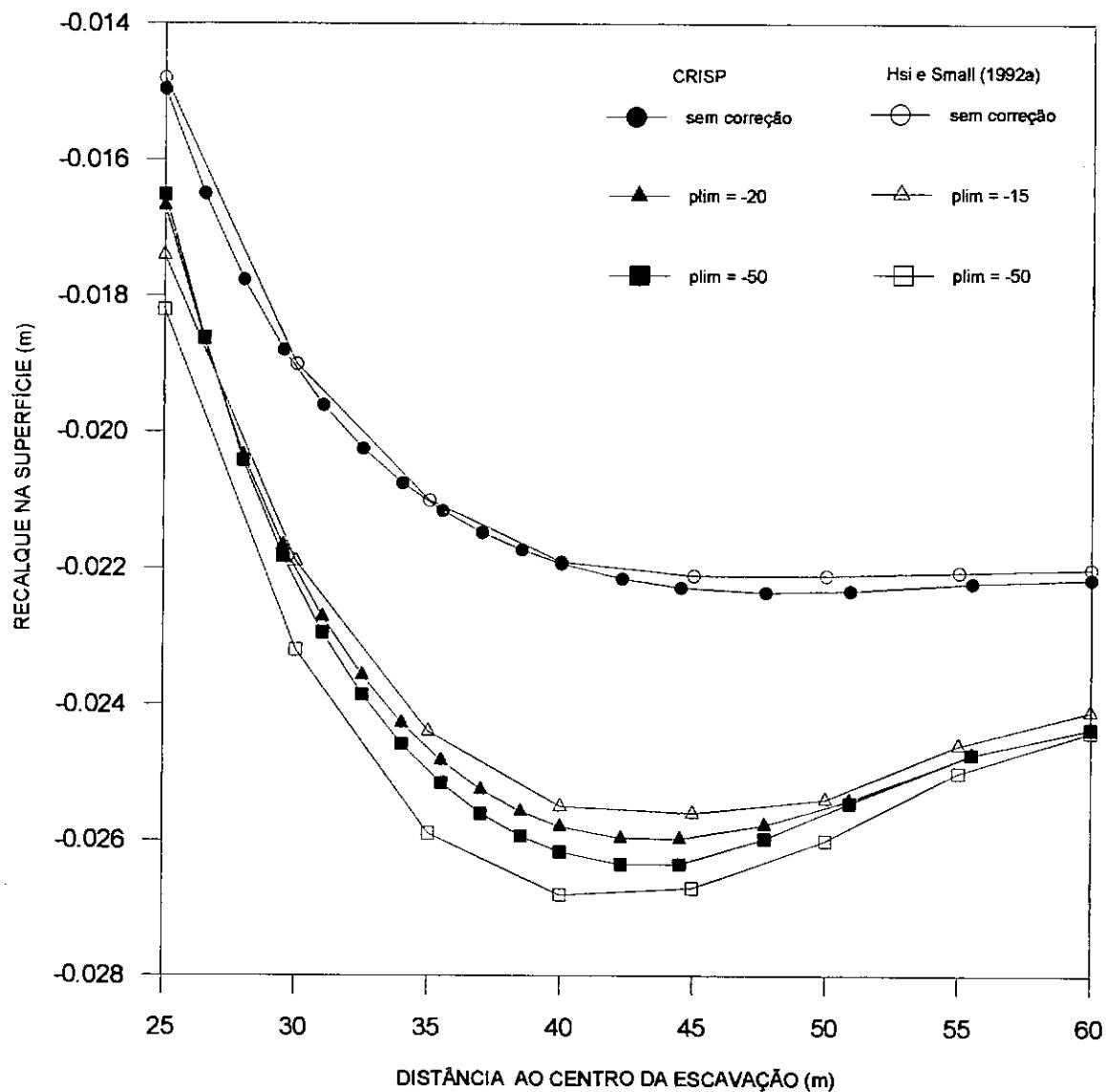


Fig. VI.29: Recalque superficial 1.000 dias após a escavação.

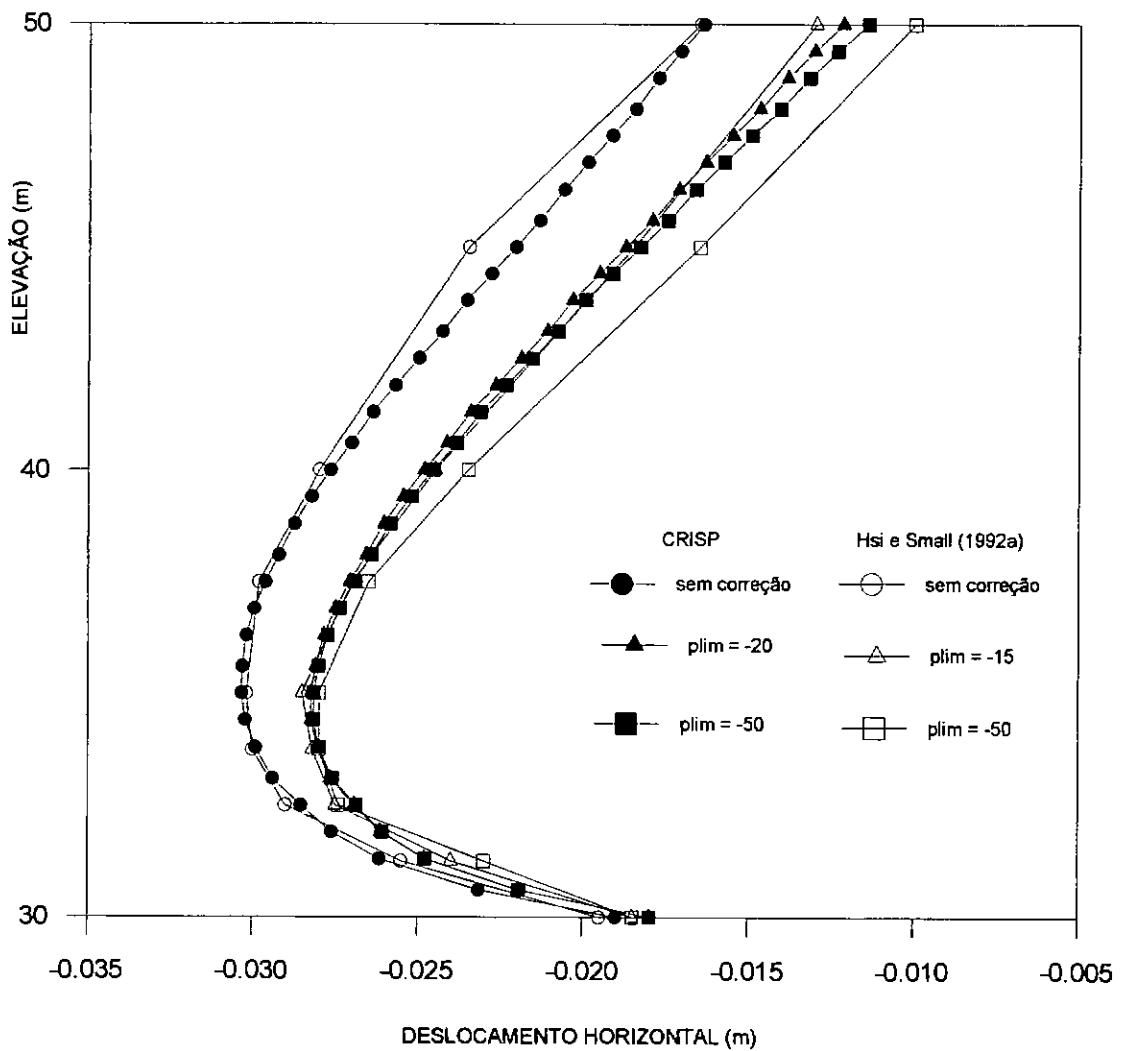


Fig. VI.30: Deslocamento horizontal na fronteira vertical da escavação após 1.000 dias.

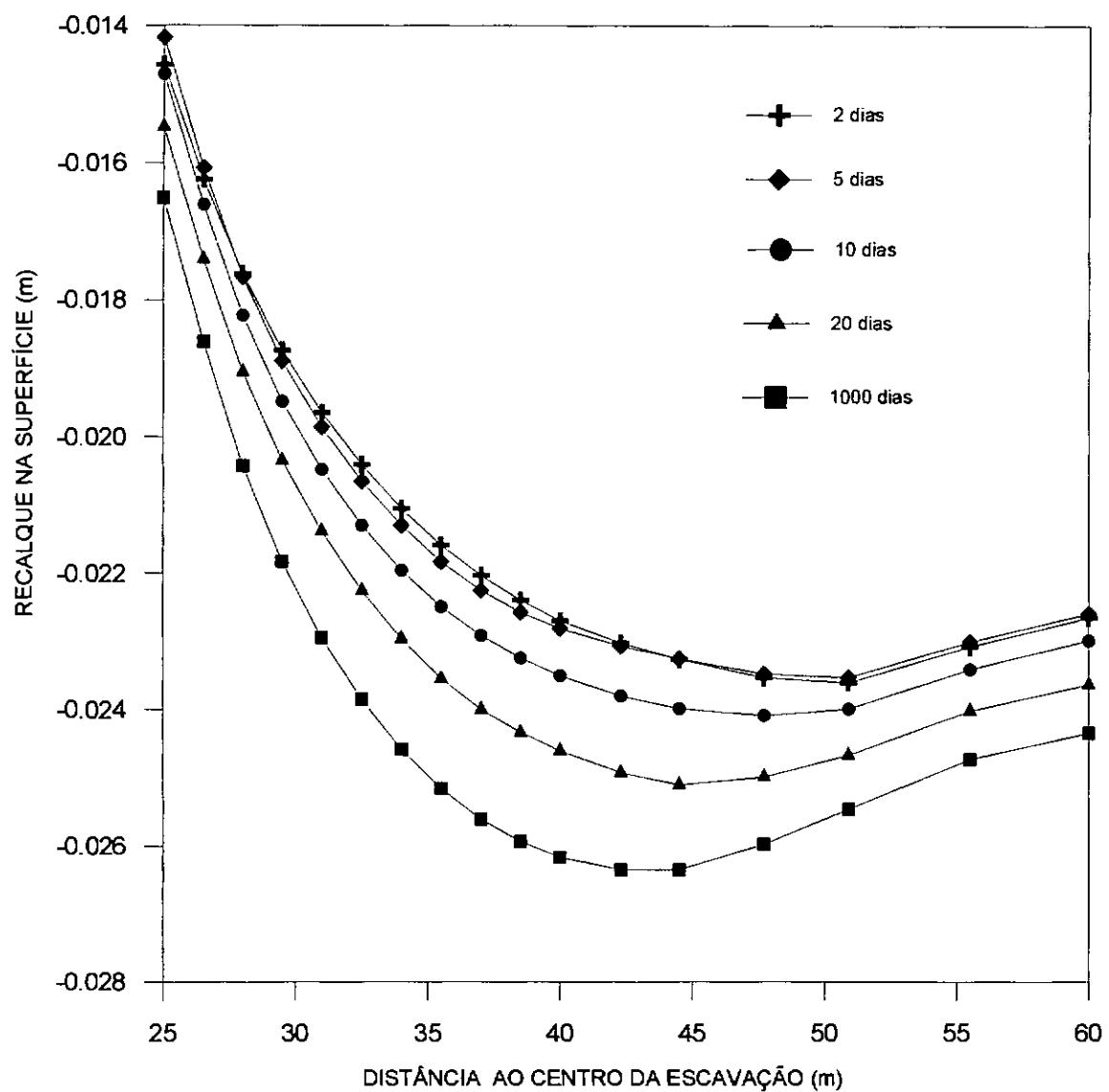


Fig. VI.31: Evolução do recalque superficial ao longo do tempo (programa CRISP).

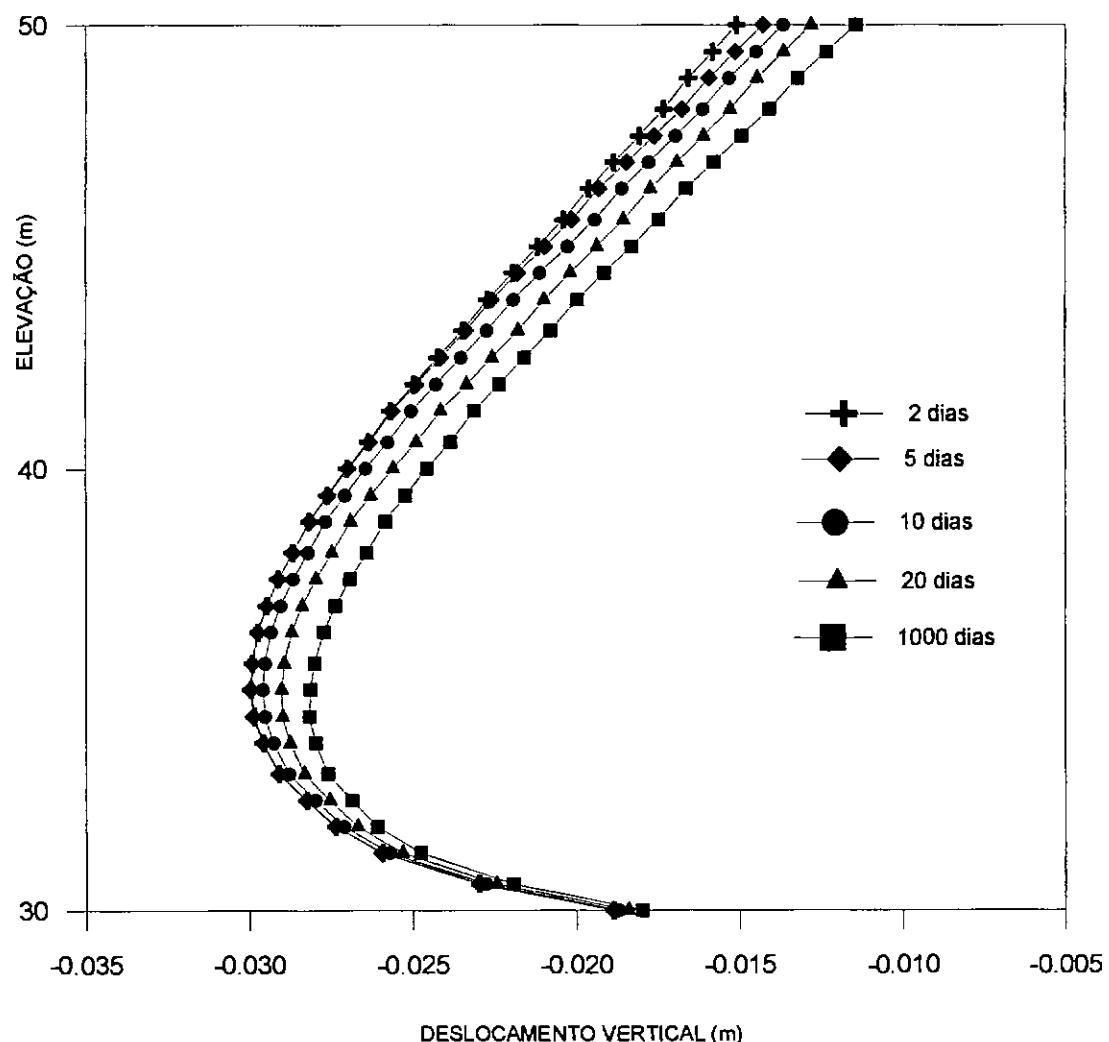


Fig. VI.32: Evolução do deslocamento horizontal ao longo do tempo (programa CRISP).

VI.5.4 Caso 4: Problema real de escavação, Hsi e Small (1992c)

Trata-se de uma escavação em área urbana em Taiwan para a construção de uma estação de bombeamento de esgoto, realizada em 1984. Hsi e Small (1992c) apresentam a geometria, caracterizam os solo através de variados perfis de parâmetros e analisam o problema pela solução numérica apresentada em Hsi e Small (1992a).

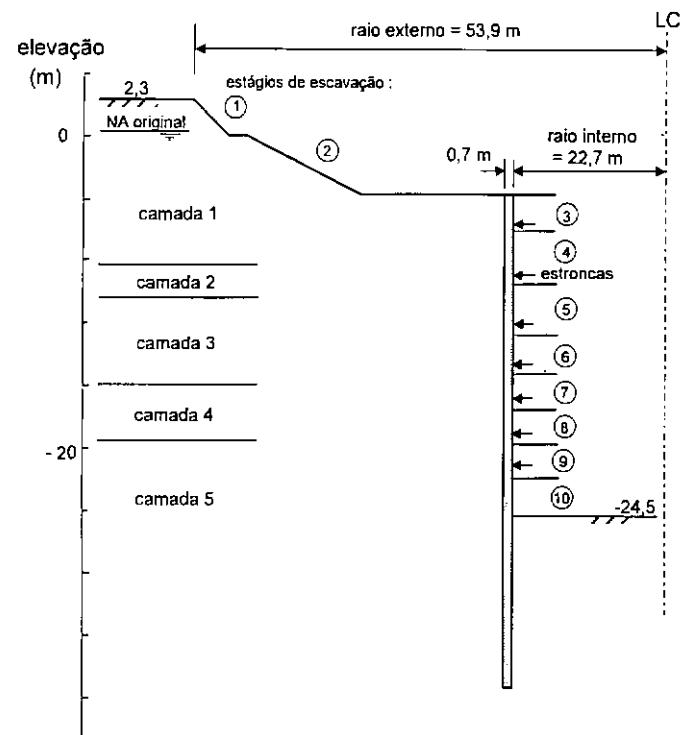
A fig. VI.33.a ilustra o problema: uma escavação com cerca de 27 m de profundidade, de forma aproximada como axissimétrica e contida por uma parede diafragma de concreto. O solo local alterna camadas arenosas e argilosas, conforme detalhado na tabela VI.1.

Para a simulação do processo construtivo foram reproduzidas as etapas consideradas por Hsi e Small (1992c), fig. VI.33.b, as quais envolvem pequenas simplificações em relação à sequência real de construção.

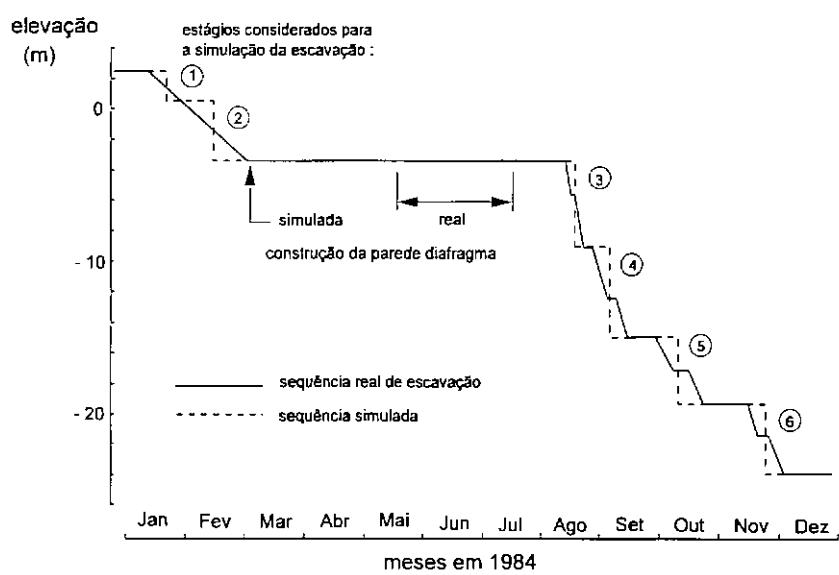
O solo foi considerado elástico linear e isotrópico, com o módulo E' variando em função dos valores avaliados para cada camada a partir de ensaios *in situ* e em laboratório. Foram considerados dois diferentes perfis de variação do módulo elástico com a profundidade: o chamado módulo médio (expressando a média dos valores obtidos pelos diversos ensaios), e o chamado módulo selecionado (expressando uma envoltória superior dos valores obtidos nos ensaios). A distribuição do módulo E' pelas camadas está apresentada na tabela VI.1, para maiores detalhes é sugerida a consulta a Hsi e Small (1992c).

As figs. VI.34, VI.35 e VI.36 apresentam os resultados obtidos pelo programa CRISP respectivamente para a distribuição de poropressões, deslocamentos verticais e tensões cisalhantes nas datas especificadas. Juntamente são apresentados os resultados correspondentes obtidos por Hsi e Small (1992c). A análise foi realizada considerando o módulo elástico selecionado pelos citados autores.

Em termos de distribuição de poropressões (fig. VI.34) observa-se uma concordância muito boa entre os resultados. Cabe também observar que para o problema em questão o rebaixamento da superfície livre não é muito significativo, ficando restrito



(a)



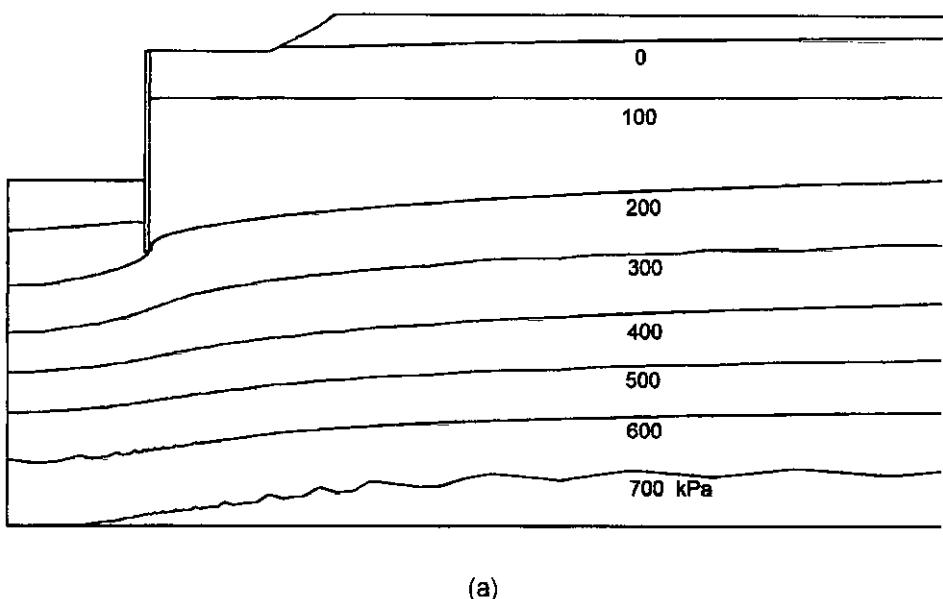
(b)

Fig. VI.33:

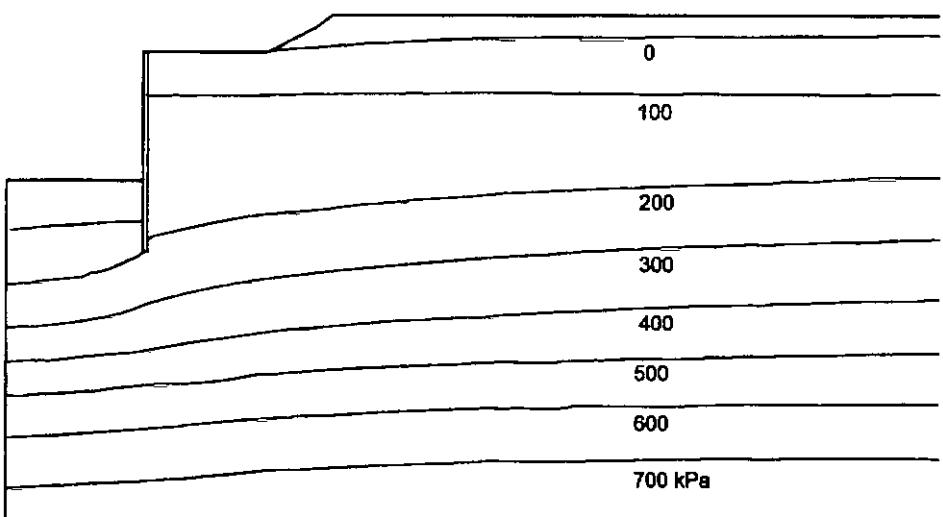
Problema analisado por Hsi e Small (1992c): (a) geometria da escavação, (b) sequência de escavação.

Camada	Descrição	elevação	γ_t (kN/m ³)	v'	K_0	S_y	k (m/s)	E' (kN/m ²) selecionado	E' (kN/m ²) médio
1	areia siltosa	2,3 a -8,3	19,9	0,3	0,45	0,3	$0,58 \times 10^{-4}$	30 000	18 000
2	argila siltosa	-8,3 a -10,5	20,2	0,3	0,42	0,2	$0,23 \times 10^{-8}$	35 000	20 000
3	areia siltosa	-10,5 a -16,0	20,5	0,3	0,45	0,3	$0,58 \times 10^{-4}$	40 000	22 300
4	argila siltosa	-16,0 a -19,5	19,1	0,3	0,48	0,2	$0,12 \times 10^{-7}$	45 000	25 200
5	areia siltosa	-19,5 a -41,5	20,0	0,3	0,50	0,3	$0,12 \times 10^{-4}$	50 000	30 000
6	silte arenoso	-41,5 a -50,0	20,1	0,3	0,49	0,2	$0,12 \times 10^{-7}$	60 000	44 800
7	argila siltosa	-50,0 a -74,3	20,2	0,3	0,52	0,2	$0,23 \times 10^{-8}$	70 000	50 200
parede	concreto	-3,7 a -35,7	24,0	0,1	—	—	10^{-12}	21×10^6	—

Tabela VI. 1 : Parâmetros dos materiais usados na análise.



(a)



(b)

Fig. VI.34: Contornos de poropressão em 31 de dezembro: (a) programa CRISP, (b) Hsi e Small (1992c).

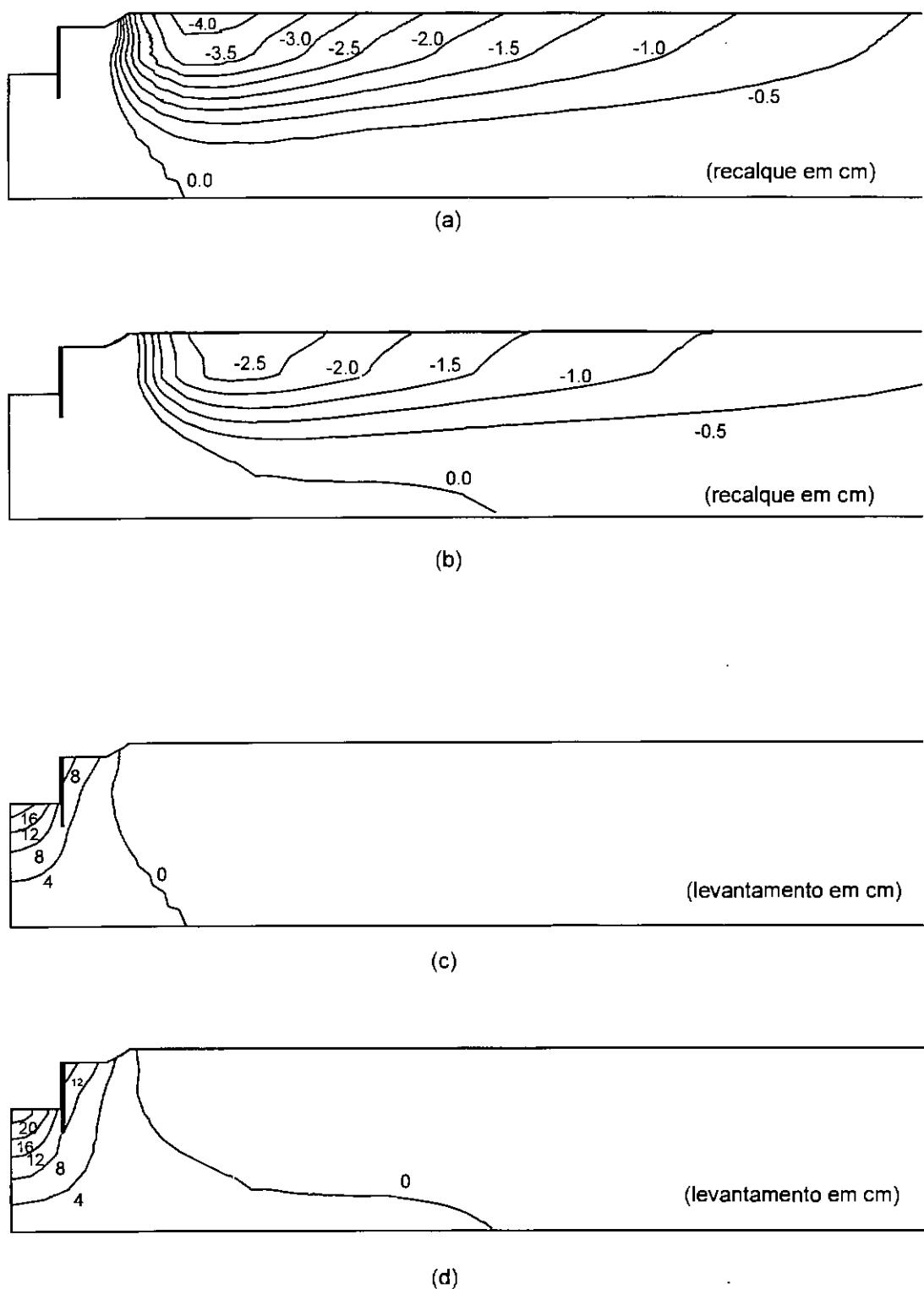
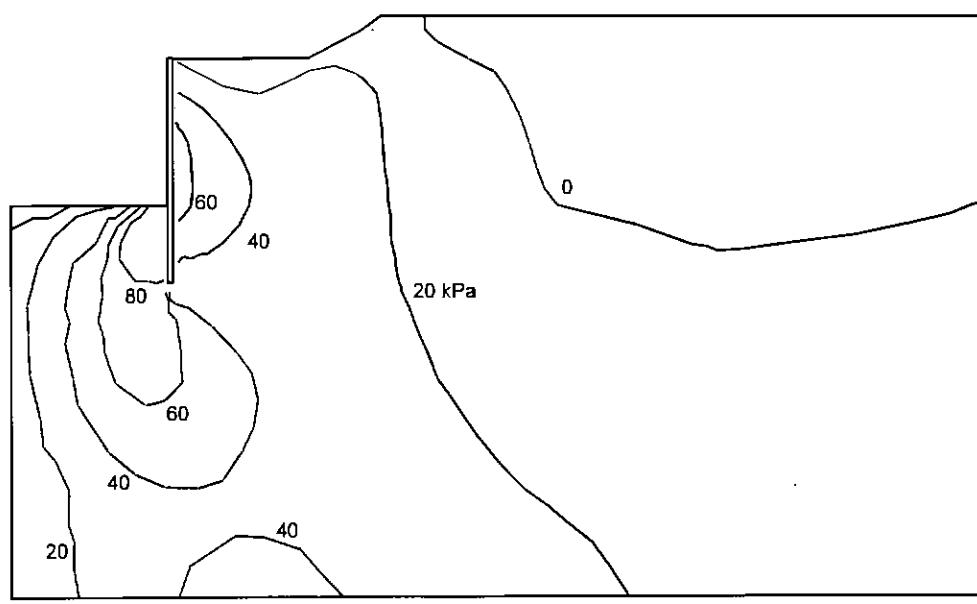
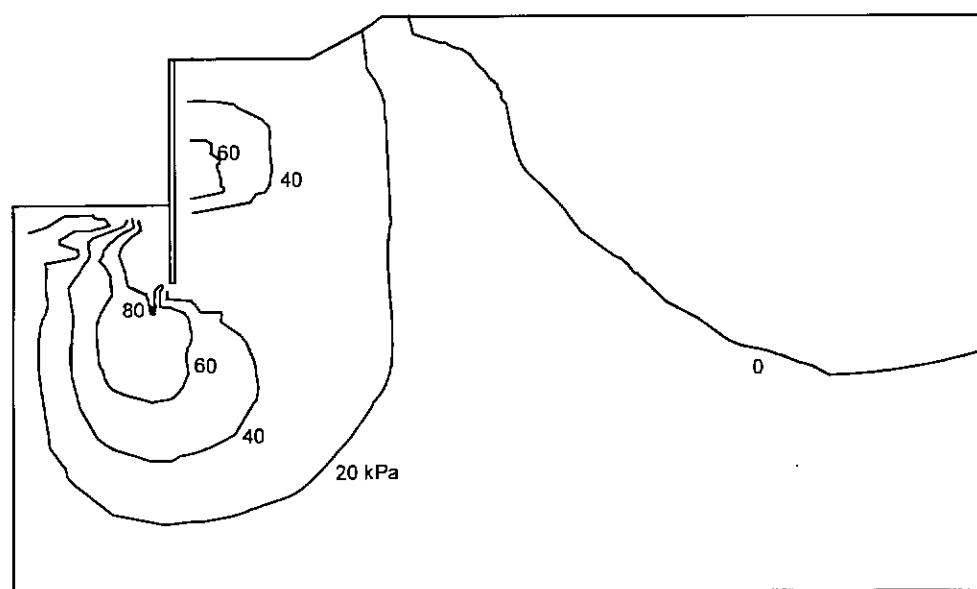


Fig. VI.35: Contornos de deslocamento vertical em 28 de dezembro: (a),(c) programa CRISP; (b),(d) Hsi e Small (1992c).



(a)



(b)

Fig. VI.36: Contornos de tensão cisalhante em 31 de dezembro: (a) programa CRISP, (b) Hsi e Small (1992c).

à camada superficial. Este comportamento se dá face ao isolamento proporcionado pela conjugação da parede diafragma com a ocorrência de camadas de baixa permeabilidade.

A análise da fig. VI.35 indica que os deslocamentos previstos pelo CRISP foram maiores em termos de recalque e menores em termos de levantamento que os previstos por Hsi e Small (1992c). Em termos da distribuição de tensões cisalhantes na massa de solo, fig. VI.36, observa-se novamente uma boa concordância entre os resultados obtidos pelo CRISP e por Hsi e Small (1992c).

As figs. VI.37, VI.38 e VI.39 apresentam o recalque superficial na vizinhança da escavação em diferentes épocas. Pode-se então comparar os recalques previstos pela solução proposta (programa CRISP) com os previstos pela solução de Hsi e Small (1992c) e com medições de campo. Como as medições foram iniciadas em 10 de maio de 1984 os resultados numéricos são apresentados já descontando os recalques previstos até esta data. Observa-se que os recalques previstos (considerando o módulo E' selecionado) aproximam razoavelmente bem a "nuvem" de valores medidos.

Em relação aos valores medidos em 14 de novembro e 28 de dezembro os recalques previstos tendem a representar um limite superior. A análise pelo programa CRISP prevê recalques maiores que os previstos por Hsi e Small (1992c) em pontos afastados até cerca de 300 m da escavação, a partir de então são previstos recalques menores. A comparação com as medições de campo indica que os resultados obtidos pelo CRISP se ajustam melhor que os de Hsi e Small à tendência dos valores medidos em 28 de dezembro.

A fig. VI.40 ilustra o efeito da consideração de rebaixamento da superfície livre. São apresentados os recalques totais previstos simulando o rebaixamento pela solução proposta e sem simular o rebaixamento (superfície freática mantida fixa em sua elevação inicial). Conforme comentado anteriormente, em função das características do problema a queda do nível d'água aparentemente não é muito significativa. Entretanto as análises indicam que, mesmo restrito, o rebaixamento é relevante em termos de deformações, resultando em recalques máximos cerca de 17 % maiores em 28 de dezembro, cerca de um mês após o final das escavações. Esta influência é proporcionalmente ainda mais significativa em 27 de agosto.

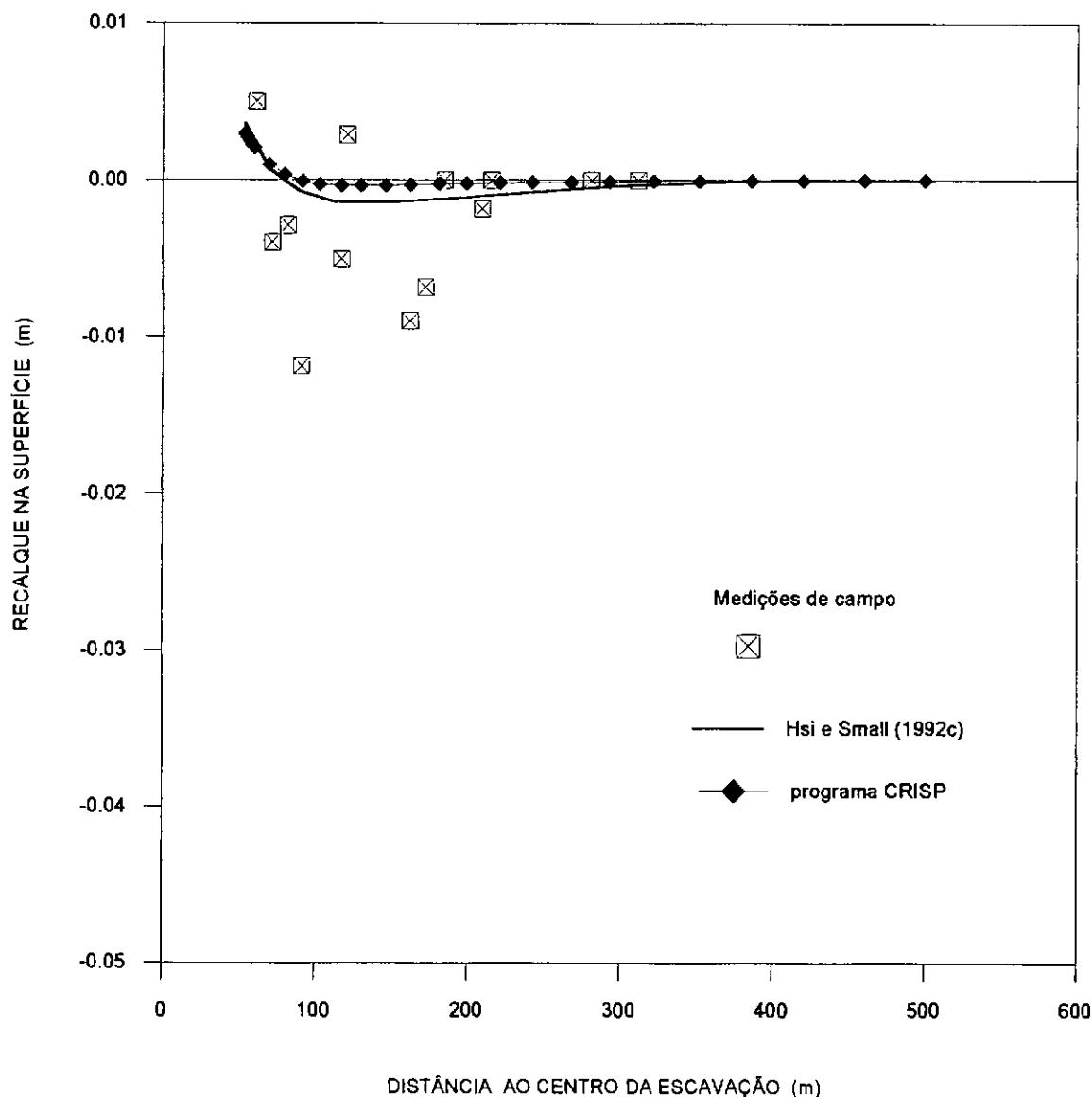


Fig. VI.37: Recalque superficial em 27 de agosto (relativo a 10 de maio).

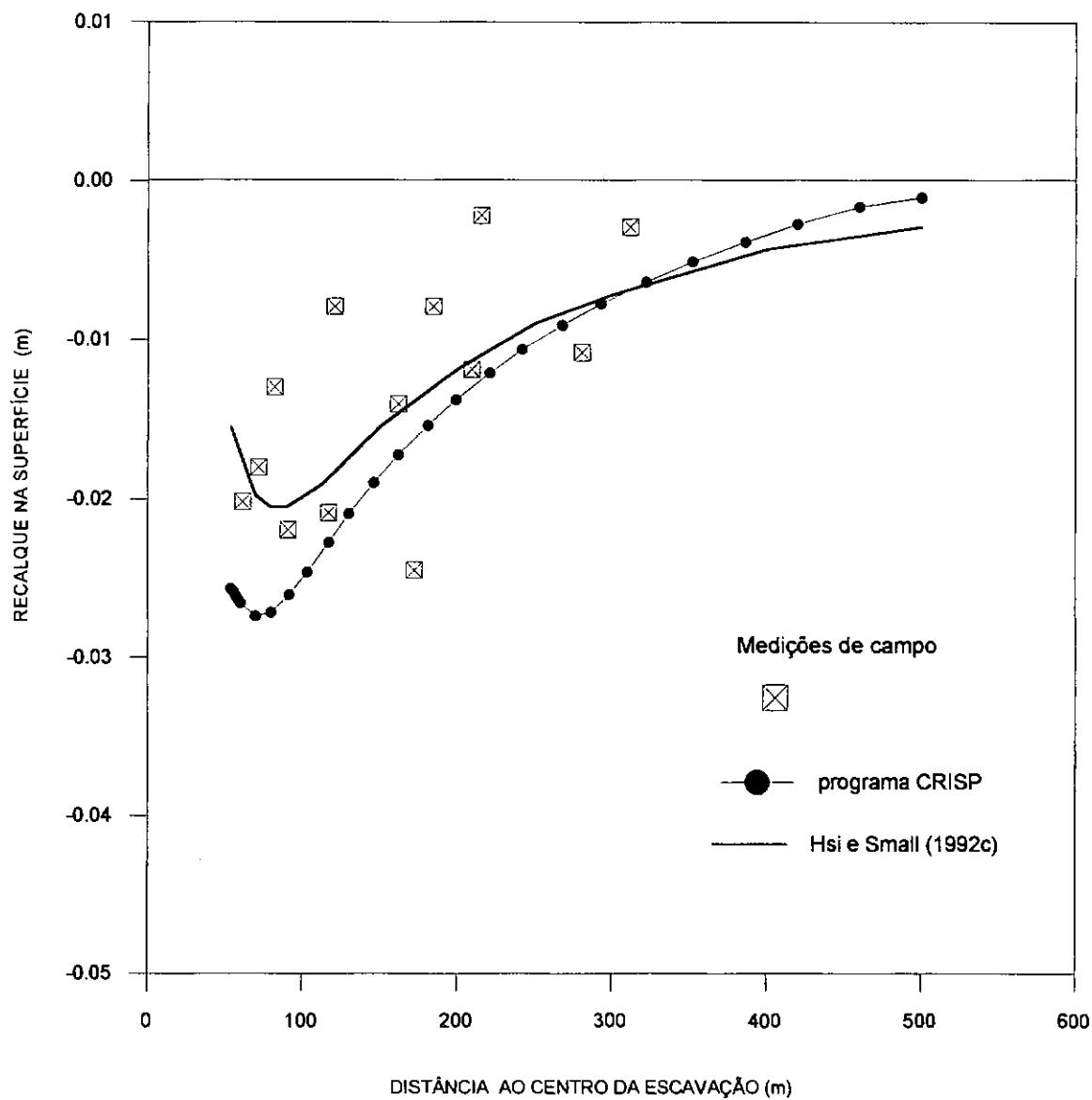


Fig.VI.38: Recalque superficial em 14 de novembro (relativo a 10 de maio).

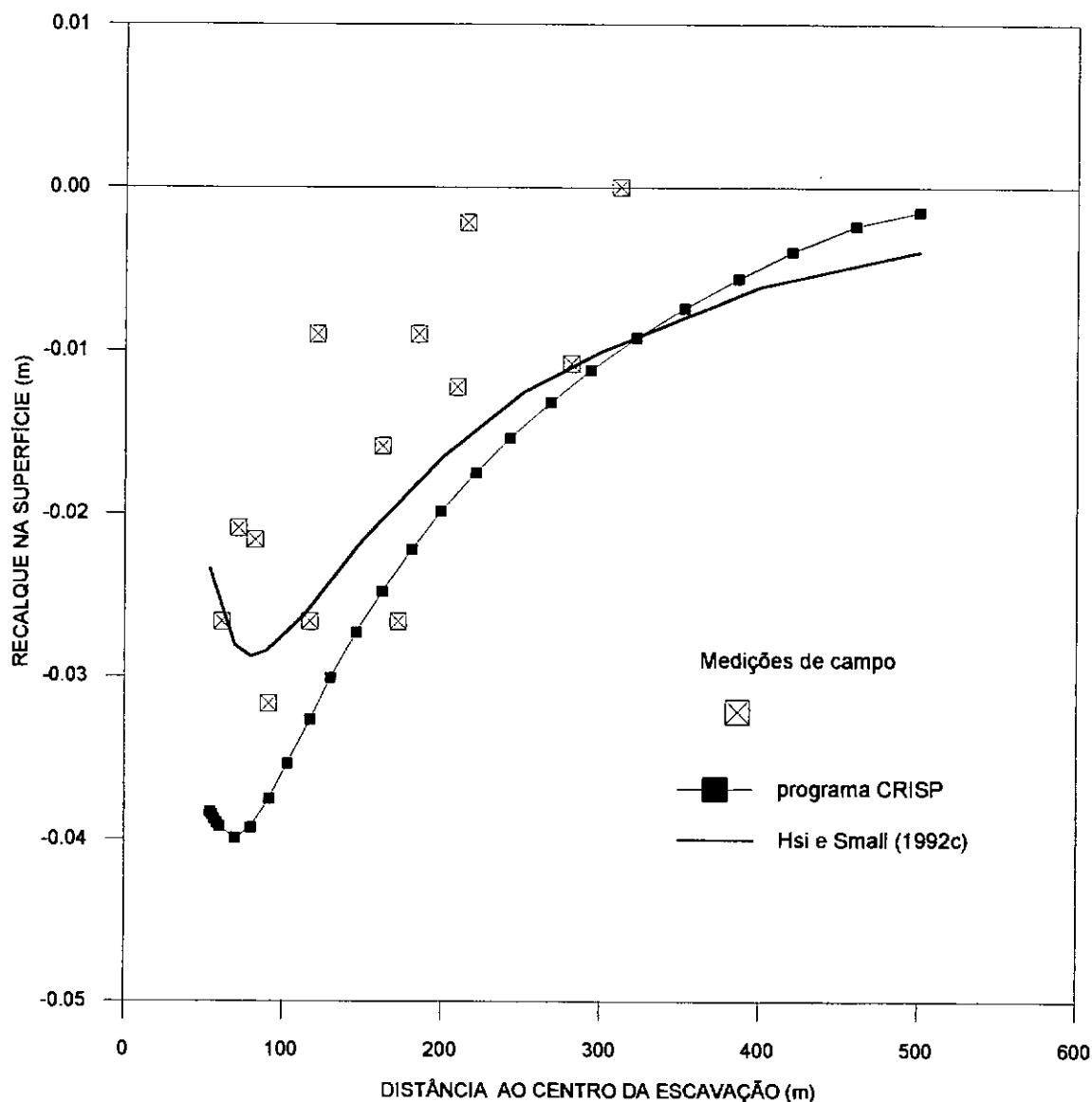


Fig. VI.39: Recalque superficial em 28 de dezembro (relativo a 10 de maio).

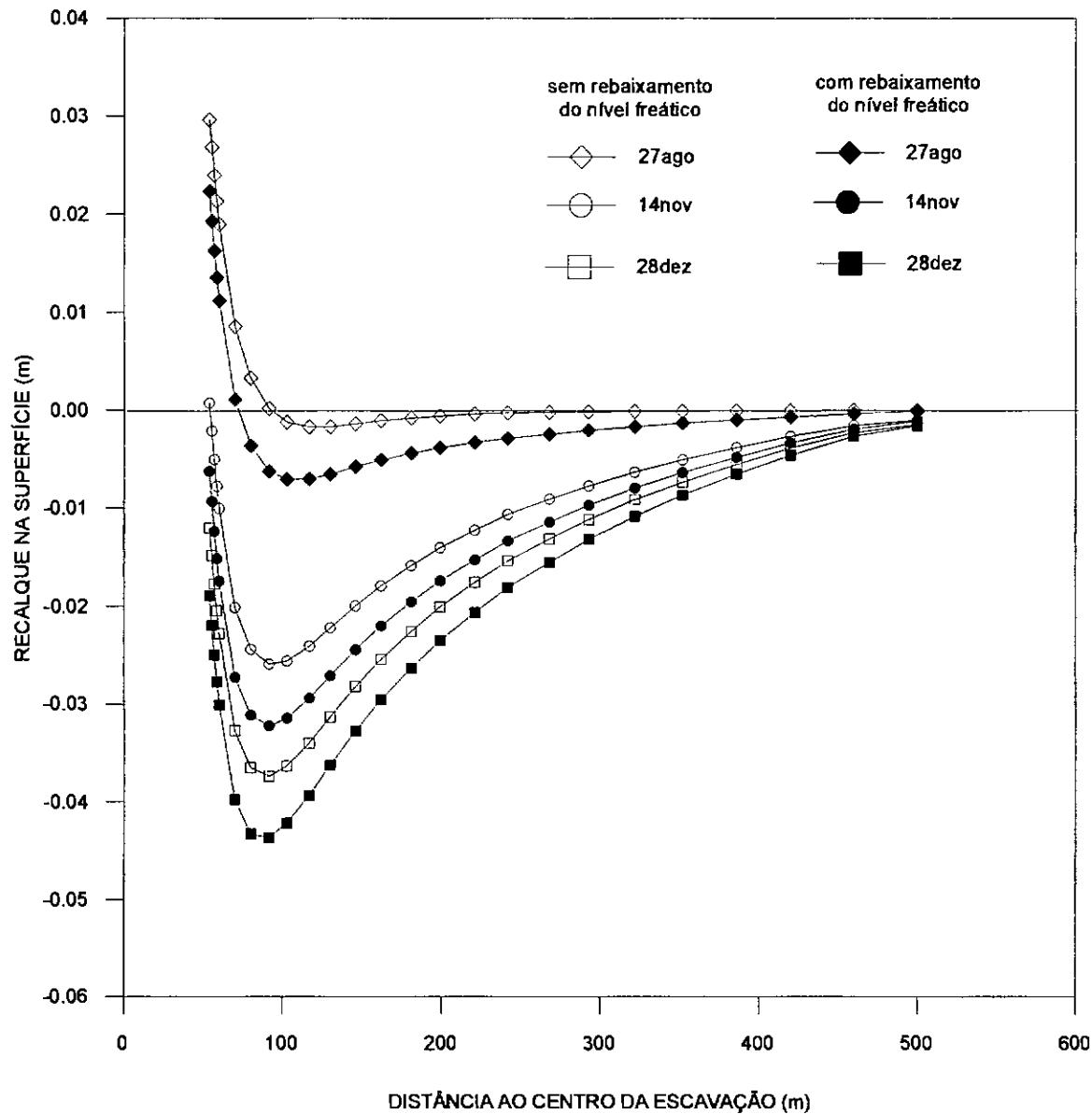


Fig. VI.40: Recalque superficial total previsto pelo programa CRISP, considerando ou não o rebaixamento da superfície livre, módulo E' selecionado.

A fig. VI.41 compara os recalques totais previstos quando se considera o perfil de E' selecionado e de E' médio. A consideração da média dos valores de E' avaliados em ensaios resulta em recalques significativamente maiores que os previstos quando são considerados os valores limites superiores de E' . Estes resultados ressaltam a importância da representatividade dos parâmetros na simulação de problemas práticos.

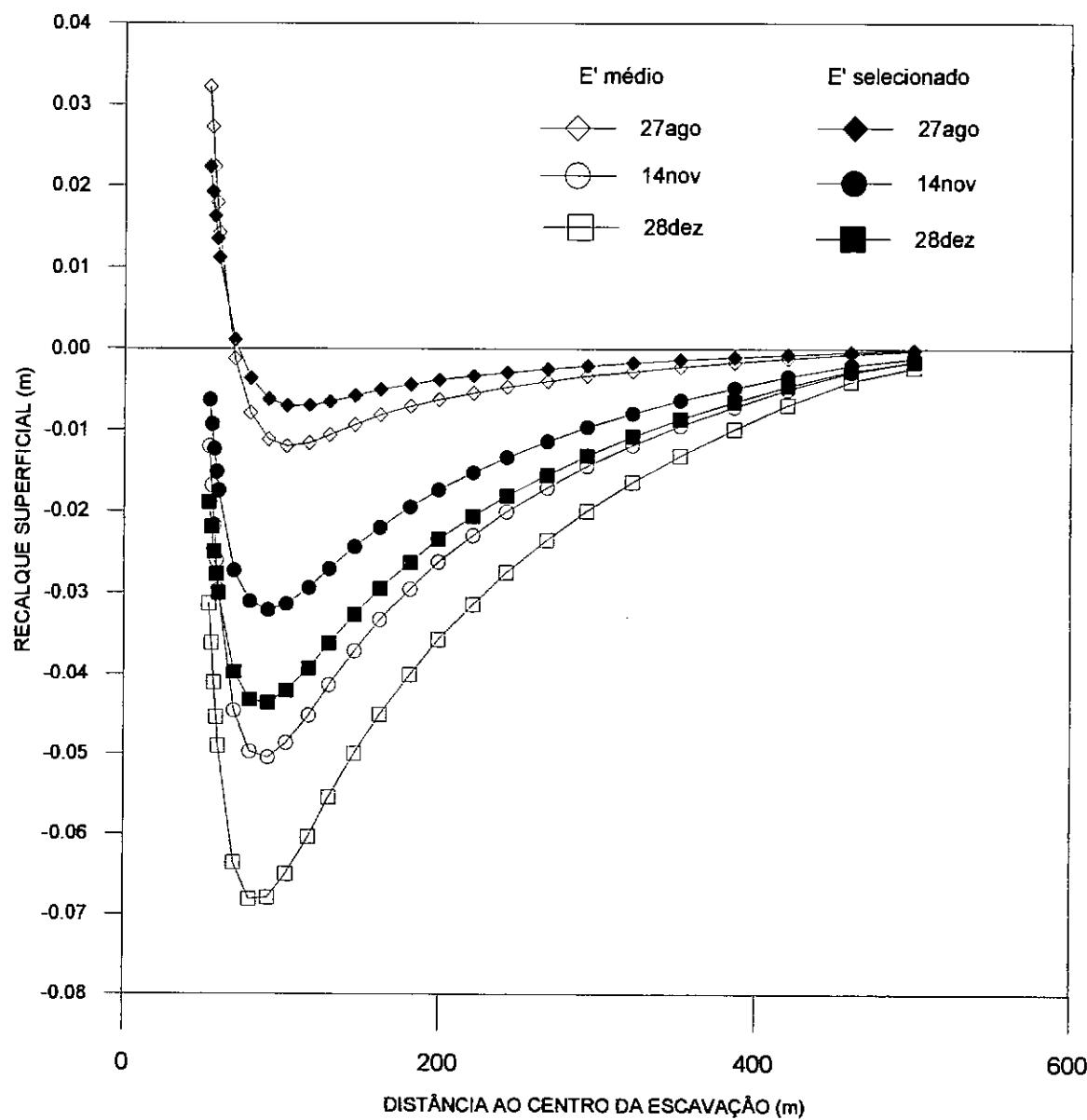


Fig. VI.41: Recalque superficial total previsto pelo programa CRISP, considerando E' médio e E' selecionado.

VI.6 Recomendações para aplicação

Os resultados obtidos no item anterior indicam que a solução proposta é capaz de simular o rebaixamento da superfície livre e de, associada a uma solução acoplada, modelar os efeitos deste rebaixamento sobre o comportamento tensão-deformação. São discutidas a seguir potencialidades e limitações da solução implementada, assim como recomendações para a sua aplicação.

O sistema CRISP incorporando a solução proposta é capaz de simular problemas complexos de escavação, envolvendo por exemplo solos heterogêneos, estruturas de contenção (paredes, estroncas, interfaces solo-estrutura) e possibilidade de rebaixamento do nível freático. Para o comportamento tensão-deformação podem ser utilizados os diferentes modelos implementados no programa CRISP original, assim como podem ser incorporadas outras sofisticações já desenvolvidas, tais como o modelo elástico não linear de Duncan e Chang e a variação da permeabilidade com o índice de vazios (Iturri, 1994).

Conforme discutido no item VI.4.2 esta solução aproximada é adequada apenas ao tratamento de problemas monotônicos de rebaixamento do nível freático, não simulando processos de saturação. Outras limitações são a não efetiva consideração do comportamento do solo não saturado e a não consideração de efeitos viscosos.

Segundo a modelagem implementada, os elementos originalmente saturados e que, durante a simulação do rebaixamento, tiveram a permeabilidade reduzida (ficaram acima da nova linha freática) têm o processo de deformação virtualmente "congelado". Para modelar o comportamento desses elementos de forma realista far-se-ia necessário uma modelagem própria para solos não saturados.

A implementação do tratamento da linha freática acrescentou cinco parâmetros ao arquivo de entrada de dados do programa CRISP (extensão .MPD, Apêndice 2):

- rendimento específico S_y característico do solo na região sujeita ao rebaixamento;
- pressão limite inferior P_{lim} característica do solo na região sujeita ao rebaixamento;
- fator de redução de permeabilidade F_{red} a ser considerado;
- número do incremento a partir do qual será tratado o rebaixamento;
- ordenada do fundo da escavação, definida por bloco incremental.

O parâmetro rendimento específico S_y deve refletir a parcela da água presente nos poros que será efetivamente removida em função da queda do nível freático, corresponderá portanto a uma parcela da porosidade n . Admitindo que os solos apresentem índices de vazios típicos entre 0,5 e 4,0 (Mitchell, 1976) ter-se-iam valores de porosidade entre 0,33 e 0,8 conforme a eq. VI.12:

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (\text{VI.12})$$

Para solos arenosos são típicos valores de S_y ligeiramente menores que n , enquanto que para solos argilosos são esperados valores de S_y bastante inferiores a n devido ao seu maior poder de retenção de água. Para os solos reais considerados nas análises de Hsi e Small (1992c, 1993) são admitidos valores de S_y entre 0,01 e 0,3.

Enquanto o valor de S_y pode ser obtido de forma relativamente fácil através de ensaios, o valor da pressão negativa limite P_{lim} é de medição mais complexa. É sugerido como valor típico $P_{lim} = -20$ kPa.

Para o fator de redução de permeabilidade F_{red} a princípio é sugerido o valor de 1.000.000 , o qual garante uma efetiva restrição do fluxo na região desaturada em análises envolvendo tempos longos.

A definição de um incremento inicial permite evitar o tratamento da linha freática antes do evento de rebaixamento. O incremento inicial deve ser escolhido como o seguinte ao incremento em que foi simulada a queda do nível d'água, ou posterior, caso seja necessário evitar a desativação de elementos em função de poropressões negativas exclusivamente devido ao alívio de tensões nos casos em que este aspecto for crítico.

Em termos de demanda por recursos computacionais, observou-se que a implementação do rebaixamento freático, embora introduza novos cálculos no programa CRISP, resultou em redução do tempo de execução computacional. Tal efeito é função da redução do número de incógnitas da solução associada à imposição adicional de valores prescritos de poropressão.

VI.7 Comentários

Foi desenvolvida uma metodologia para modelar o processo de rebaixamento do nível d'água em soluções numéricas de tensão-deformação-fluxo via m.e.f.. De fácil implementação, a solução apresentada manipula apenas variáveis ao nível de elementos.

Aplicável ao problema de escavação atingindo profundidade abaixo do nível freático original, a solução pode ser implementada através da alteração de programas computacionais adequados para análise tensão-deformação-fluxo pelo método dos elementos finitos.

A implementação da solução proposta na modificação do programa CRISP foi testada pela análise de quatro diferentes problemas, referidos como casos 1 a 4.

Embora a solução implementada no programa CRISP seja a princípio dedicada à análise de problemas acoplados, onde são esperados efeitos do rebaixamento em termos de deformações no solo, foram também analisados problemas de fluxo desacoplado para uma avaliação isolada da modelagem de rebaixamento.

Os casos 1 e 2 testaram a solução proposta sob condições limites de fluxo (rebaixamento instantâneo) e de deformação (meio rígido), analisando problemas de fluxo transiente desacoplado encontrados respectivamente em Cividini e Gioda (1989, 1984).

Já a análise dos casos 3 e 4 permitiu comparar resultados obtidos pelo programa CRISP modificado com resultados obtidos por solução numérica desenvolvida por Hsi e Small (1992a), dedicada à análise de tensão-deformação-fluxo em problemas de escavação incluindo o tratamento da rebaixamento freático. No caso 4, relativo a uma escavação real, também foram comparados resultados de campo.

No caso de fluxo transiente desacoplado, casos 1 e 2, a evolução da linha freática obtida com o programa CRISP modificado aproximou de forma razoável o rebaixamento previsto pelas análises usadas como referência. No caso de fluxo e deformação acoplados, casos 3 e 4, os resultados aproximaram com boa precisão as previsões e medições usadas como referência, particularmente em termos de deformações.

CAPÍTULO VII

ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO TRANSIENTE DE UMA ESCAVAÇÃO

VII.1 Introdução

A modelagem do comportamento de escavações em solos é um desafio que só recentemente pode ser efetivamente considerado pela engenharia geotécnica. Embora métodos para a avaliação da estabilidade de fundo de escavações sejam encontrados em Terzaghi (1943), Tschebotarioff (1951) e Bjerrum e Eide (1956), e aspectos de deformação e cargas sobre a contenção discutidos por Peck (1969), por exemplo, essas metodologias servem apenas de orientação para o projeto de escavações. Aqui chamadas metodologias clássicas dada a grande aplicação que têm na prática de engenharia, as mesmas tratam de forma simplificada o problema de estabilidade e prevêm forças e deformações de forma empírica.

Fazendo uso de ferramentas numérico-computacionais, trabalhos das décadas de 70 e 80 já discutem a influência de aspectos transientes de fluxo e de sistemas de contenção mais elaborados sobre as condições de estabilidade e de deformação. Trabalhos mais recentes, muitas vezes associados a obras de grande porte em áreas urbanas, apresentam análises mais realistas do comportamento de escavações, considerando modelos constitutivos mais completos e tratando mais rigorosamente os aspectos transientes típicos deste tipo de problema.

Dedicado ao estudo do comportamento transiente de escavações, este capítulo relata análises encontradas na literatura recente e apresenta uma análise paramétrica do comportamento de uma escavação hipotética, na qual procura-se destacar a importância do acoplamento entre deformações e fluxo incluindo o rebaixamento do nível freático.

VII.2 O estudo de escavações

Escavações em solos caracterizam normalmente problemas geotécnicos complexos. Um fator de complexidade bastante significativo e inerente a escavações em solos naturais é a heterogeneidade do meio. Aspectos de heterogeneidade, além de muitas

vezes passarem imperceptíveis às investigações geotécnicas, dificultam o processo de modelagem e análise. Por outro lado, diferentes tipos de sistemas de contenção, assim como diferentes técnicas de construção, influenciarão de forma peculiar o comportamento da escavação. A análise de escavações que atingem profundidades abaixo do nível d'água por sua vez podem tornar-se significativamente mais complexas caso as condições transientes de fluxo sejam relevantes.

Whittle e outros (1993) discutem a complexidade do estudo de casos reais de escavação, destacando alguns fatores de erro que limitam a confiabilidade deste tipo de análise, tais como:

- peculiaridades das condições iniciais do solos (estatigrafia, estado inicial de tensões e regime de fluxo d'água), limitação das investigações *in situ* e aproximações geométricas;
- incertezas nas propriedades do solo (ensaios inadequados, modelos constitutivos limitados);
- dificuldades para simular de forma precisa o processo construtivo, o qual pode vir a ser bastante complexo, importância de simular o acoplamento entre fluxo e deformação quando é previsto rebaixamento do nível d'água.

Marcantes no processo de evolução das técnicas de análise de escavações, os três trabalhos citados a seguir, publicados no fim da década de 70, representam importantes contribuições no sentido de revelarem novas perspectivas para a efetiva compreensão deste tipo de problema.

Osaimi e Clough (1979) apresentam, de forma pioneira, uma análise transiente acoplada de escavação. Análises paramétricas envolvendo a permeabilidade do solo e a velocidade de escavação revelam a importância da análise transiente quando não for possível afirmar que a dissipação de poropressão se fará instantaneamente (caso drenado) ou que não haverá dissipação no período de tempo relevante (caso não drenado).

Kaiser e Hewitt (1980) destacam o fluxo d'água como o fator comumente preponderante para o projeto de estruturas de contenção de escavações profundas. São discutidos diversos métodos clássicos de projetos, os quais são criticados pelo tratamento simplificado dedicado às condições de fluxo. Através de ferramenta numérica os autores consideram diferentes padrões de fluxo e avaliam que as cargas resultantes sobre a

estrutura de contenção podem variar muito em função dos mesmos. Em termos de estabilidade de fundo, a avaliação da força de percolação na região próxima ao fundo da escavação indicou que a pior condição corresponde à presença de uma camada de menor permeabilidade próxima ao fundo.

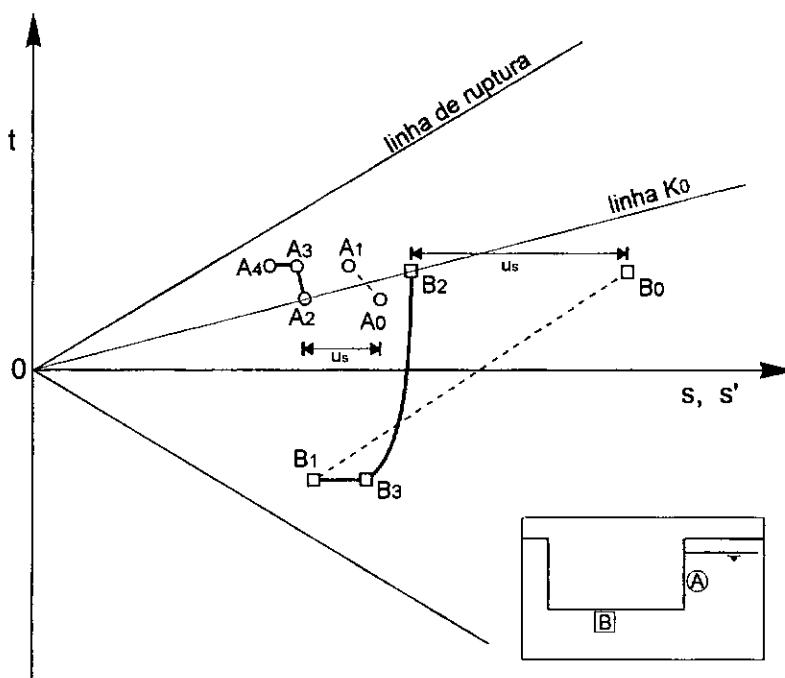
Mana e Clough (1981) estudam diferentes casos de escavações não drenadas, relacionando a estabilidade do fundo à movimentação lateral máxima. Análises paramétricas indicam a influência de diferentes fatores sobre as deformações, tais como a rigidez da parede e das estroncas, a profundidade da camada de alta rigidez (limite inferior de análise) e a relação entre largura e profundidade de escavação. É também apresentado um método para a previsão dos movimentos em escavações escoradas em argilas moles e médias.

Sob diferentes enfoques, os trabalhos acima citados fazem uso do método dos elementos finitos. Dadas as características de domínio normalmente associadas aos problemas de escavação esta ferramenta mostra-se particularmente útil na análise deste tipo de problema.

O estudo de escavações foi tema de vários trabalhos desenvolvidos na COPPE/UFRJ. Alves (1982), por exemplo, revê as chamadas metodologias clássicas para a análise de estabilidade de fundo de escavações, discutindo suas limitações e ajustes propostos por outros autores. É também discutida a aplicação de métodos de equilíbrio limite ao estudo de estabilidade de escavações escoradas e aplicada uma sofisticação do método de Bishop Simplificado para a consideração de estroncamento. Um estudo de deformações através de modelagem numérica completa o trabalho.

A previsão da variação do estado de tensões no solo é o ponto de partida para a previsão do comportamento do mesmo. No caso de problemas geotécnicos complexos, como é o caso de escavações escoradas, o caminho de tensões a que o solo será submetido pode ser condicionado por diferentes fatores, como por exemplo os esforços de reação da estrutura de contenção e o rebaixamento do nível freático. A capacidade de prever os caminhos de tensões em problemas complexos através de soluções numérico-computacionais provê uma base racional para a extrapolação do comportamento do solo obtido em ensaios.

O caminho de tensões típico esperado em escavações corresponde à redução da tensão horizontal ao lado da escavação e da tensão vertical ao fundo. Yong e outros (1989), por exemplo, baseados em Lambe (1970), utilizam a fig. VII.1 para representar as solicitações a que o solo estaria submetido em uma escavação.



$$t = (\sigma_Y - \sigma_X) / 2$$

$$s = (\sigma_X + \sigma_Y) / 2$$

$$s' = s - u$$

$A_0 A_1$: caminho de tensões totais para o elemento A,

$A_2 A_3 A_4$: caminho de tensões efetivas para o elemento A,

$B_0 B_1$: caminho de tensões totais para o elemento B,

$B_2 B_3 B_1$: caminho de tensões efetivas para o elemento B,

u_s : poropressão hidrostática.

Fig. VII.1: Caminhos de tensões am escavações (Yong e outros, 1989).

Observa-se na fig. VII.1 que tanto para a região A como para a região B são previstos excessos de poropressão negativos, os quais serão dissipados a longo prazo. Considerando que a redução da poropressão tem um efeito favorável à estabilidade

(associado ao aumento das tensões efetivas), a condição crítica para este tipo de obra seria sempre a longo prazo, tal como previsto por Bishop e Bjerrum (1960), fig. VII.2.

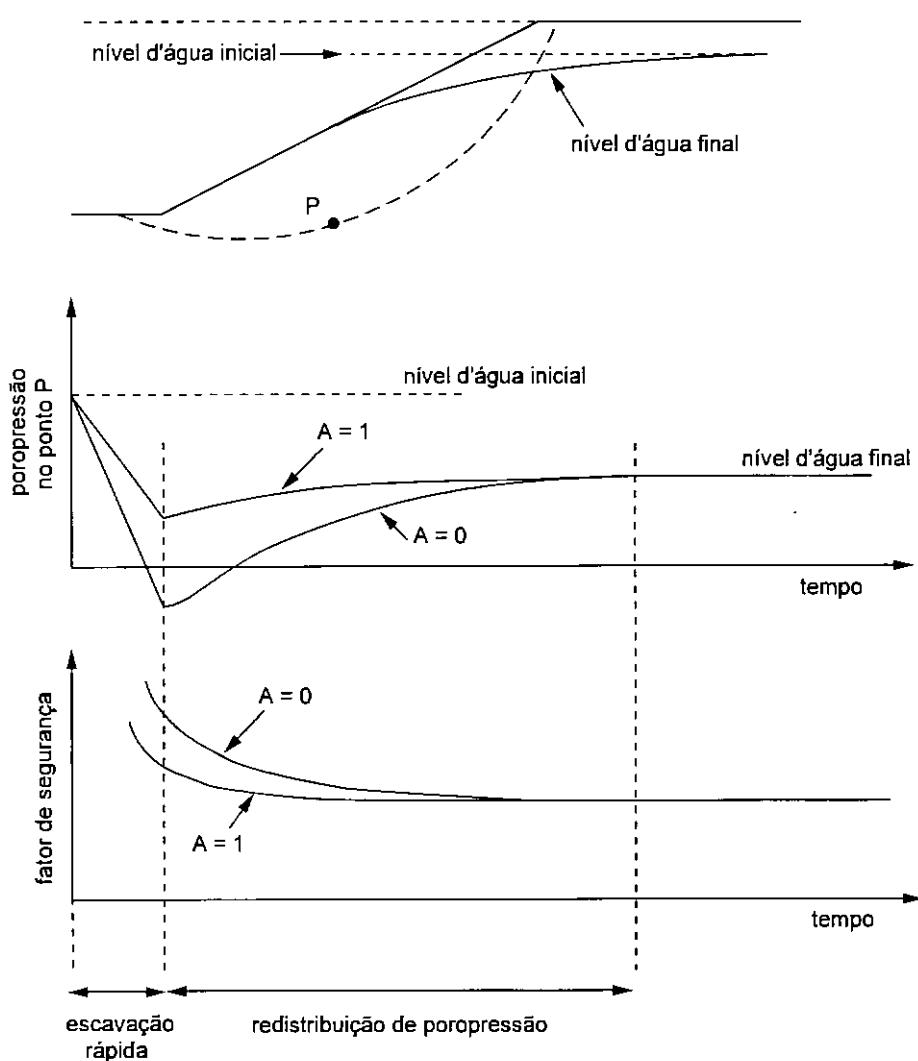


Fig. VII.2: Evolução da dissipação de poropressão e do fator de segurança em escavações em solos argilosos, baseado em Bishop e Bjerrum (1960), admitindo $\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$.

Tratando-se tipicamente de um problema de tensão e deformação acoplada ao fluxo d'água, a análise de uma escavação pode ser feita sob diferentes níveis de abrangência, conforme os escopos diferenciados no item V.5. Por outro lado, embora se trate de um problema único, é comum a análise estar orientada para investigar determinados aspectos, como estabilidade, deformabilidade e esforços sobre o sistema de contenção. A seguir são relatados estudos de escavação encontrados na literatura recente, a grande parte dos mesmos utiliza o m.e.f. como ferramenta numérica.

Com base em conceitos de análise limite, Ehrlich (1987) desenvolve uma metodologia para avaliação da estabilidade de fundo de escavações escoradas. O método proposto permite a consideração de presença de ficha (parte da parede embutida abaixo do fundo) e de ocorrência de fluxo d'água. O trabalho inclui considerações sobre o comportamento de escavação de uma forma geral e a análise de casos históricos. A aplicação da implementação computacional do método então proposto (programa AROFU) é discutida no item VII.3.3.

Banerjee e outros (1988) estudam a ruptura de uma escavação não escorada em solo argiloso. O estado de tensões efetivas resultante de uma análise transiente acoplada é usado para a análise de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado. Para a análise de tensões foi aplicado o modelo elasto-plástico anisotrópico de Banerjee e Yousif (1986), item III.3.5. Não é considerado o rebaixamento do lençol freático.

Wong e Broms (1989) realizam análises paramétricas para investigar a influência de diversos fatores (resistência não drenada do solo, profundidade e largura da escavação, profundidade da camada rígida inferior e rigidez da contenção) sobre a taxa de movimentação lateral máxima. É também avaliado o fator à ruptura de fundo segundo Terzaghi (1943) para diferentes perfis de resistência não drenada, a relação obtida entre este fator e a taxa de movimentação lateral mostra-se coerente com a obtida por Mana e Clough (1981).

Tsui e Cheng (1989) destacam a combinação de efeitos de alívio de tensões e gradientes hidráulicos na indução de tensões e deformações em escavações. Aplicando o modelo hiperbólico (Duncan e Chang, 1970) e simulando o processo de escavação segundo a eq. V.3, os autores analisam uma escavação escorada hipotética de 15 m de profundidade e nível d'água a 2,5 m da superfície. O acoplamento entre fluxo e deformação é feito de forma não rigorosa pela aplicação das forças de percolação oriundas de análise de fluxo não transiente sobre o domínio da análise de deformação também não transiente. A superfície freática é considerada fixa em sua posição original. A fig. VII.3 apresenta a evolução do recalque superficial ao lado da escavação. Observa-se a oscilação da superfície, resultante, segundo os autores, da transferência de tensões cisalhantes verticais da parede para o solo ao lado e da movimentação lateral da parede.

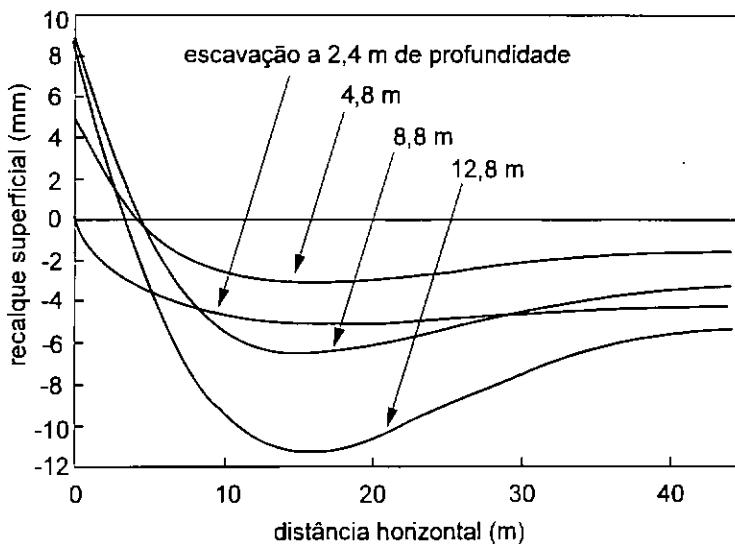


Fig. VII.3: Evolução do recalque ao lado da escavação (Tsui e Cheng, 1989).

Admitindo o solo como elasto-plástico perfeito, Yong e outros (1989) estudam uma escavação escorada de 11 m de profundidade em Singapura. Os autores realizam análises segundo os enfoques não drenado, drenado e parcialmente drenado. A comparação dos resultados de deformação da estrutura de contenção indica que, para o caso estudado, a análise não drenada tendeu a subestimar as deformações, a análise transiente aproximou bem os valores medidos, e a análise drenada mostrou-se como um limite superior. A simulação do processo de escavação é feita segundo a eq. V.4. Não é discutido o efeito de fluxo devido às alterações das condições de contorno hidráulicas.

Bolton e outros (1989) analisam uma escavação escorada modelada em centrífuga. É utilizado o programa CRISP. O solo em questão, uma argila fortemente sobredensada, é modelado segundo o modelo de Schofield (discutido no item III.3.4).

Borja (1990) analisa uma escavação escorada em argila mole de cerca de 9 m de profundidade na região da cidade de São Francisco (EUA). O solo é modelado segundo o Cam-clay Modificado, sob condições não drenadas. O processo de escavação é simulado de acordo com a eq. V.4.

Gonçalves (1990) estuda a ruptura de fundo de uma escavação escorada. Aplicando o método proposto por Ehrlich (1987) a partir das cargas hidráulicas resultantes de uma análise de fluxo transiente o autor avalia os possíveis fatores condicionantes da

instabilização. A solução de fluxo não considerou rebaixamento de nível d'água nem acoplamento com deformações.

Goh (1990) apresenta uma metodologia para a análise de estabilidade de fundo de escavações escoradas com base no m.e.f.. O então chamado método do deslocamento nodal (*nodal displacement method*) consiste na realização de várias análises de deformação, uma considerando os parâmetros de resistência / deformabilidade esperados para o solos e outras considerando parâmetros progressivamente decrescidos por um fator de redução N. O fator de segurança é dado pelo inverso do fator N para o qual os deslocamentos nodais resultantes indicam um rápido crescimento da deformação, refletindo assim segurança tanto a ruptura quanto a deformações excessivas. Foi admitida uma relação tensão-deformação não linear hiperbólica (Duncan e Chang, 1970) e a análise é feita em termos não drenados. Para uma escavação hipotética é avaliada a influência da profundidade da camada rígida inferior, da rigidez da parede e do comprimento da ficha. A fig. VII.4 ilustra a variação do fator de segurança com o comprimento da ficha.

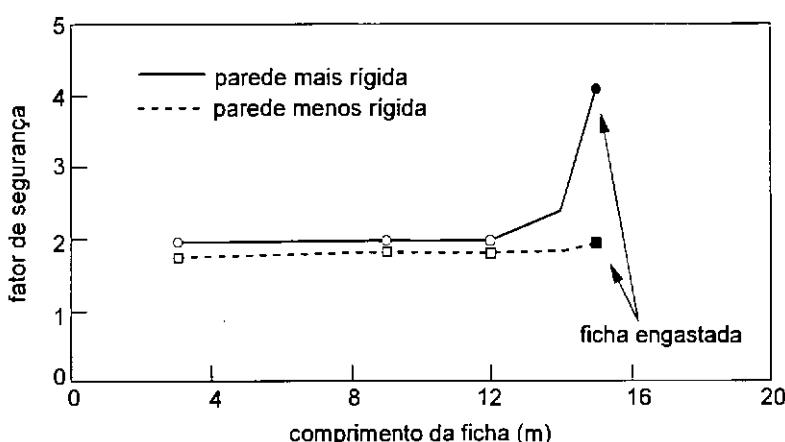


Fig VII.4: Influência do comprimento da ficha segundo análise de Goh (1990).

A mesma solução utilizada por Hsi e Small (1992b), item V.6 , é aplicada em Hsi e Small (1993). Neste trabalho é retroanalisada uma escavação de 13 m de profundidade em solo argilo siltoso localizada em Taiwan. O sistema de contenção incluiu paredes diafragma, estacas escavadas e estroncas. O solo é modelado de acordo com o Cam-clay Modificado, sob condições transientes de fluxo e deformação incluindo rebaixamento do nível d'água na vizinhança da escavação.

Modelando o solo como elasto-plástico perfeito e considerando critério de ruptura de Mohr-Coulomb, Holt e Griffiths (1992) investigam as condições de estabilidade de uma escavação não escorada hipotética sob condições transientes de dissipação de poropressões. Através de análise de tensão-deformação acoplada é avaliada a profundidade crítica de corte em função de um grande aumento dos deslocamentos no topo da escavação. A consideração de diferentes permeabilidades e velocidades de escavação revela a importância dos aspectos transientes para a estabilidade. As figs. VII.5 e VII.6 ilustram a variação da profundidade crítica com a permeabilidade e com a velocidade de escavação. A simulação do processo de escavação é feito segundo a eq. V.4. Não é considerado o rebaixamento do nível freático.

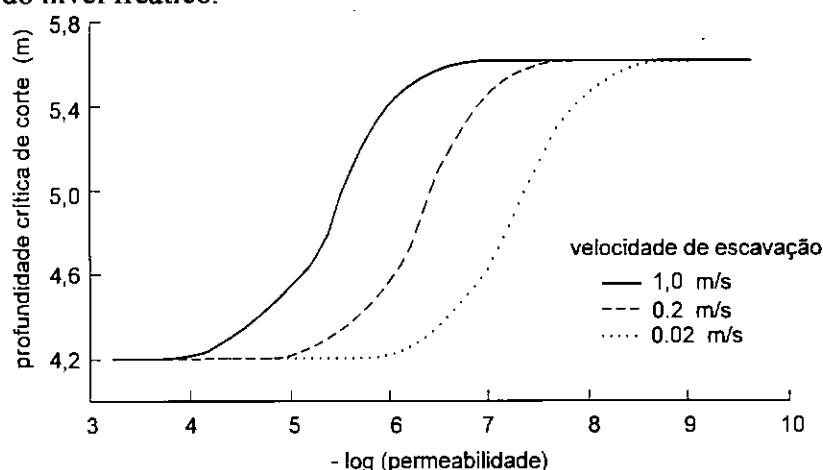


Fig. VII.5: Efeito da velocidade de escavação sobre a profundidade crítica de corte (Holt e Griffiths, 1992).

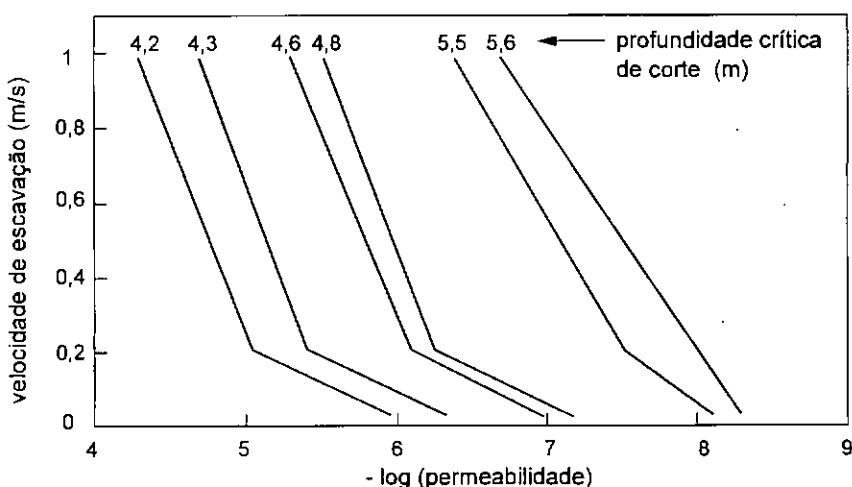


Fig. VII.6: Variação da profundidade crítica em função da conjugação da permeabilidade e da velocidade de escavação (Holt e Griffiths, 1992).

Whittle e outros (1993) apresentam a análise transiente de uma escavação de cerca de 23 m de profundidade executada em Boston. O comportamento do solo é previsto segundo um modelo desenvolvido para o solo típico da região. Embora o rebaixamento do nível freático não seja simulado, a distribuição inicial de poropressões e a evolução da mesma medida durante a execução da escavação são fornecidas como dados à solução. Os autores levantam a questão sobre que tipo de condição de contorno considerar para a fronteira inferior de fluxo, concluindo que, para o caso em questão, a consideração da mesma com poropressão fixa levou a melhores resultados que a consideração como fronteira impermeável.

Kishnami e Borja (1993) implementam metodologia para a análise não transiente de escavação escoradas incluindo efeitos de interação solo-estrutura e de rebaixamento do lençol freático. O rebaixamento é considerado sob regime estacionário a cada estágio de escavação. A fig. VII.7 ilustra a influência do atrito parede-solo sobre o deslocamento lateral da parede e sobre o recalque ao lado da escavação.

Day e Potts (1993) discutem as formas de modelar os sistemas de contenção de escavações em análises bidimensionais. Os autores concluem que elementos finitos bidimensionais, embora adequados para modelar paredes diafragmas de concreto, não devem ser usados no caso de estacas-prancha. Nestes casos a aplicação de elementos tipo viga é mais adequada.

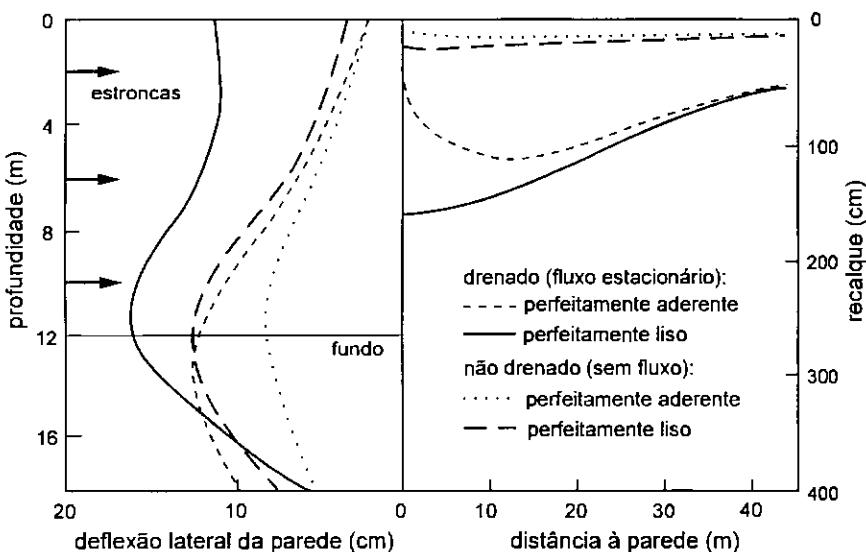


Fig. VII.7: Influência do atrito parede-solo (Kishnami e Borja, 1993).

Ou e outros (1993) investigam o padrão de deformações em 10 escavações escoradas em Taiwan, selecionadas em função de critérios como boa qualidade de execução e instrumentação, deformações induzidas por rebaixamento do nível d'água desprezíveis, parede impermeável e solo pouco suscetível à plastificação. Os autores concluem que a máxima deformação lateral da parede ocorre próximo ao fundo e vale entre $0,002 H_0$ e $0,005 H_0$ (H_0 = altura da escavação), coincidindo com o valor do recalque superficial máximo. Segundo os autores , em termos de deformações, a região de influência da escavação configura-se conforme a fig. VII.8.

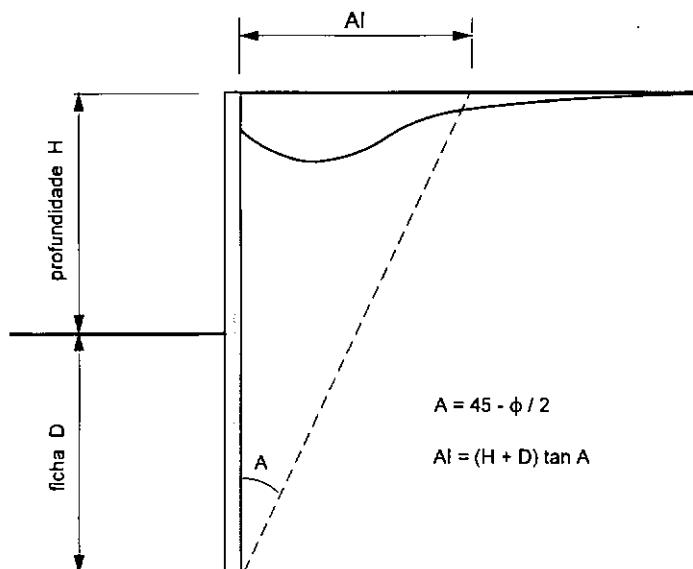


Fig. VII.8: Região de influência da escavação em termos de deformações (Ou e outros, 1993).

Através de análises paramétricas, Saramago e Ehrlich (1994) investigam a influência da rigidez relativa entre a parede e o solo sobre o comportamento de escavações escoradas. As análises indicam a importância da rigidez da parede para manter baixas a plastificação e a deformação da massa de solo, e que , caso o sistema de contenção permita, um solo mais rígido apresentará maior plastificação embora se deforme menos que um solo menos rígido.

Fourie (1994) estuda a influência de fatores geotécnicos e estruturais sobre a carga desenvolvida nas estroncas e sobre as deformações induzidas em escavações

escoradas em solo argiloso. São estudados fatores como pre tensionamento das estroncas, atraso na instalação das estroncas, largura da escavação e profundidade da camada inferior de alta rigidez. A fig. VII.9 ilustra a influência da posição da camada rígida sobre os deslocamentos horizontais e recalques superficiais.

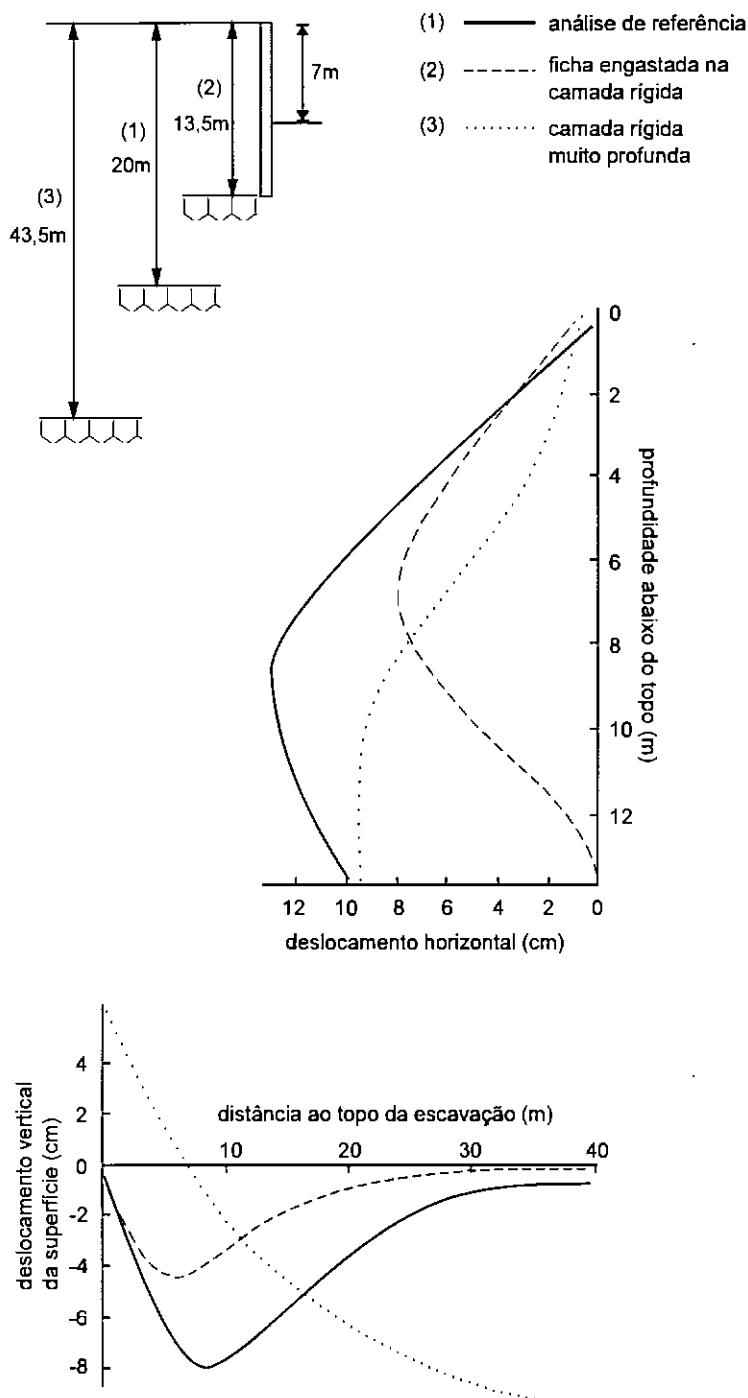


Fig. VII.9: Influência da posição da camada rígida inferior (Fourie, 1994).

VII.3 Análise do comportamento transiente de uma escavação hipotética

VII.3.1 Objetivos

Um dos usos potenciais das soluções numérico-computacionais é o desenvolvimento de estudos paramétricos. A abordagem "o que aconteceria se assim fosse?" permite explicitar os fatores que efetivamente afetam um problema de engenharia e avaliar a importância dos mesmos nos resultados.

A influência da dissipação do excesso de poropressão ao longo do tempo no comportamento de escavações em solos é reconhecida pela engenharia geotécnica, sendo crescente objeto de investigação, conforme exemplos citados anteriormente. É objetivo desta análise quantificar esta influência e melhor compreender os efeitos da variação de poropressão induzida concomitantemente pelo alívio de tensões e pela mudança das condições de contorno hidráulicas. Para tal são realizadas análises transientes de tensão-deformação com fluxo acoplado considerando rebaixamento do lençol freático, sob diferentes condições de dissipação de poropressões, associadas a análises de estabilidade de fundo. Nas análises transientes foi aplicado o programa CRISP e nas análises de estabilidade aplicado o programa AROFU, Ehrlich (1987), solução tipo análise limite.

VII.3.2 O caso estudado

As análises foram realizadas considerando uma escavação escorada hipotética de 20 m de profundidade, 40 m de largura e extensão suficientemente maior para aproximar um estado plano de deformações, fig. VII.10. Foi considerado como referência um tempo de escavação de 100 dias, correspondente a uma velocidade de 0,2 m dia. O sistema de contenção é composto por uma parede de concreto armado de 0,5 m de espessura com uma ficha de 3 m ao final da escavação, e por três níveis de estroncas, as quais após instaladas foram consideradas indeformáveis. Foi admitido que a parede está perfeitamente aderida ao solo.

Para o solo foram adotadas como referência propriedades características de solo residual, uma resistência ao cisalhamento composta por componentes de atrito e de coesão e uma deformabilidade relativamente baixa. O comportamento tensão-deformação do

solfo modelado alternativamente como elástico linear e como elasto-plástico. Em termos de modelagem elasto-plástica foi admitido um comportamento sobreadensado a pouco sobreadensado. Os parâmetros de referência considerados nas análises estão descritos no quadro VII.1. A variação do grau de sobreadensamento com a profundidade para a análise elasto-plástica é apresentada na fig. VII.11.

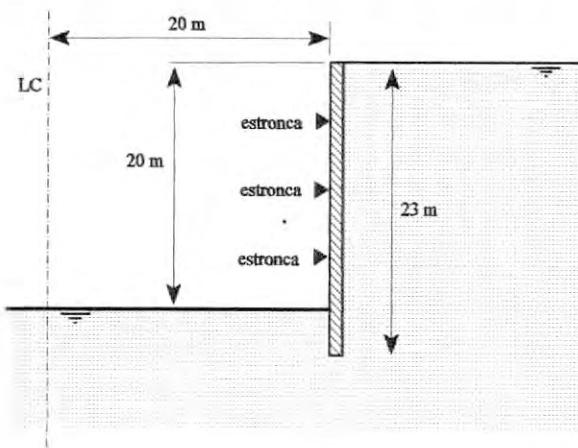


Fig. VII.10: Geometria da escavação analisada.

PARÂMETROS DE REFERÊNCIA ADOTADOS PARA O SOLO		
gerais	peso específico (γ)	20 kN/m ³
	coef. de permeabilidade (k)	10^{-7} m/s (10^{-5} cm/s)
	rendimento específico (S_v)	0,2
envoltória Mohr-Coulomb	ângulo de atrito efetivo (ϕ')	30°
	coesão efetiva (c')	10 kPa
modelagem elástica	módulo de Young efetivo (E')	40.000 kPa
	coef. de Poisson efetivo (v')	0,3
	coef. empuxo no repouso (K_0)	0,5
$K_0 = K_{NC} \text{OCR}^\phi$	λ	0,08
	k	0,02
	e_{cs}	1,2
	$M_{compressão}$	1,2
	K_{NC}	0,5
	OCR	de 6 a 2
	G	15.000 kPa

Quadro VII.1: Parâmetros adotados para o solo.

Os parâmetros elásticos adotados correspondem a um módulo de deformabilidade volumétrica (K):

$$K = \frac{E'}{3(1-2v)} = 33.333 \text{ kPa} \quad (\text{VII.1})$$

e a um módulo de deformabilidade cisalhante (G):

$$G = \frac{E'}{2(1+v)} = 15.384 \text{ kPa} \quad (\text{VII.2})$$

Os parâmetros Cam-clay adotados equivalem, para as condições iniciais aos 20 m de profundidade, a um módulo de deformabilidade volumétrica (K):

$$K_{equivalente} = \frac{v' p'}{k} = \frac{(2,085)(162 \text{ kPa})}{0,02} = 16.888 \text{ kPa} \quad (\text{VII.3})$$

A parede de contenção foi admitida impermeável, com peso específico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e comportamento tensão-deformação elástico linear segundo os parâmetros $E' = 2.10^7 \text{ kPa}$ e $v' = 0,2$.

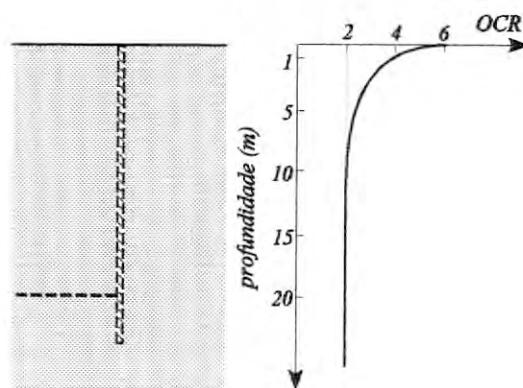


Fig. VII.11: Variação do grau de sobreconsolamento com a profundidade considerado nas análises elasto-plásticas.

VII.3.3 Ferramentas e metodologia

Para a análise de tensão-deformação foi utilizado o programa CRISP incorporando o rebaixamento do nível freático conforme a solução proposta no capítulo VI. Foram consideradas condições de contorno hidráulicas e de deformação conforme respectivamente as figs. VII.12a e VII.12b, definidas de acordo com a simbologia adotada no item IV.2.3. Foi considerado um domínio de 100 m de largura e 50 m de profundidade, discretizado por elementos finitos quadrilaterais segundo a malha apresentada na fig. VII.13. O processo de escavação foi dividido em oito etapas consecutivas de 2,5 m cada. A discretização dos 100 dias de escavação e dos 400 dias após o fim da escavação está esquematizada na fig. VII.14.

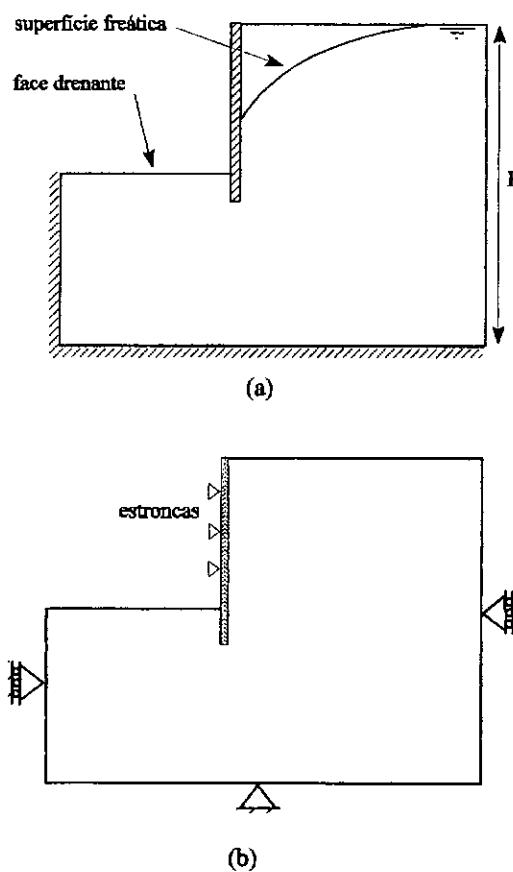


Fig. VII.12: Condições de contorno consideradas na análise.

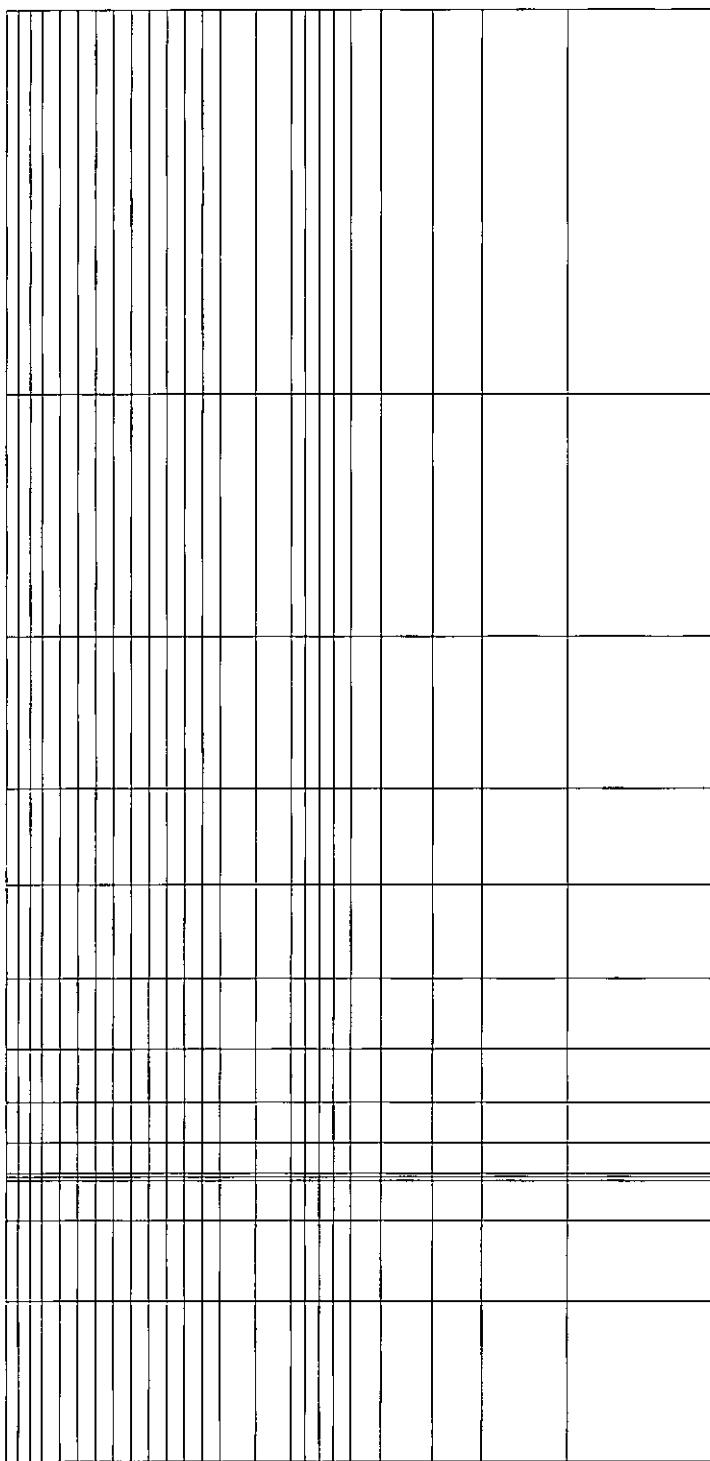


Fig. VII.13: Malha de elementos finitos utilizada nas análises:
336 elementos, 375 nós vértice.

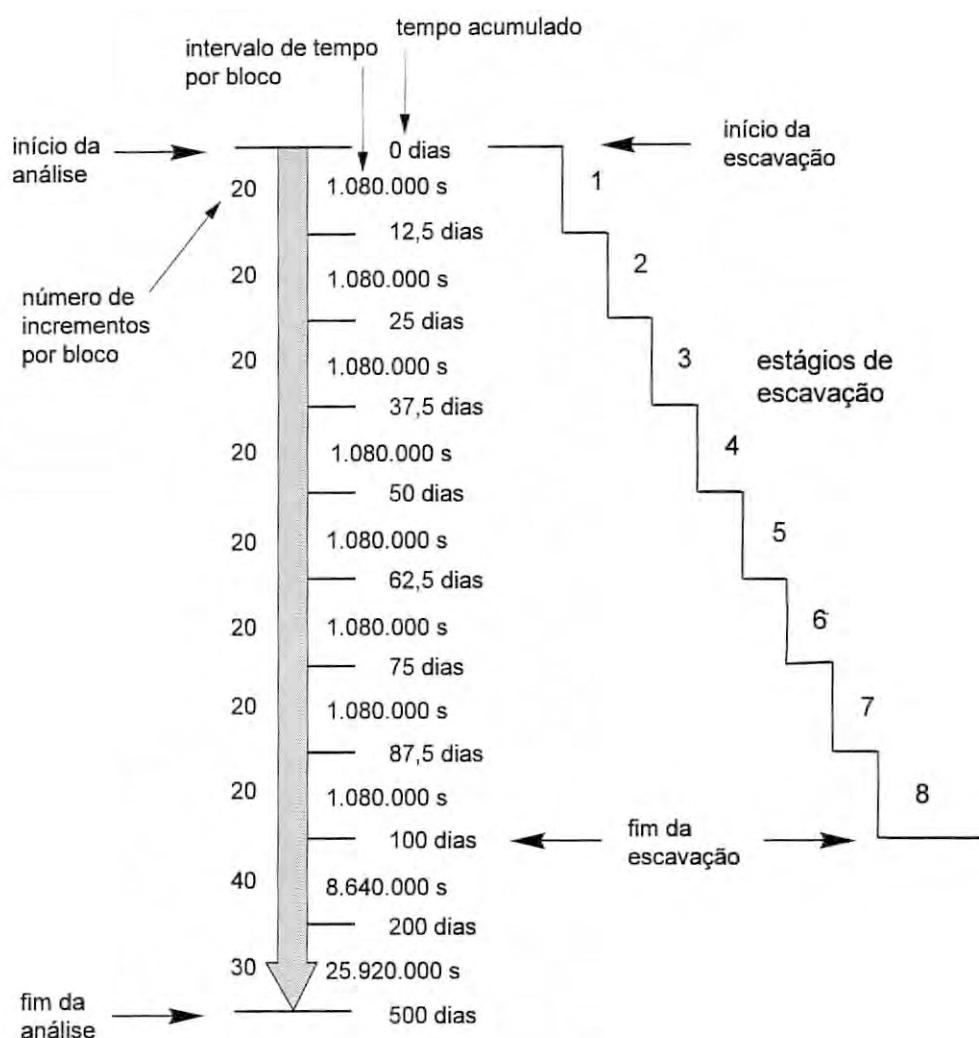


Fig. VII.14: Discretização do tempo de análise.

Para a análise de estabilidade de fundo foi utilizado o programa AROFU, o qual automatiza a metodologia proposta por Ehrlich (1987), já tendo sido aplicado por Gonçalves (1990) e Saramago e Ehrlich (1994).

O programa AROFU investiga rupturas configuradas conforme esquemas apresentados na fig. VII.15. Para tal, segundo a fig. VII.16, são variados a pequenos incrementos a distância D e os ângulos T_1 , T_2 e T_3 . Embora o programa permita diferenciar três zonas, conforme ilustrado na fig. VII.16, assim como variar a coesão linearmente com a profundidade em cada zona, neste trabalho os parâmetros do solo foram considerados homogêneos em toda a massa.

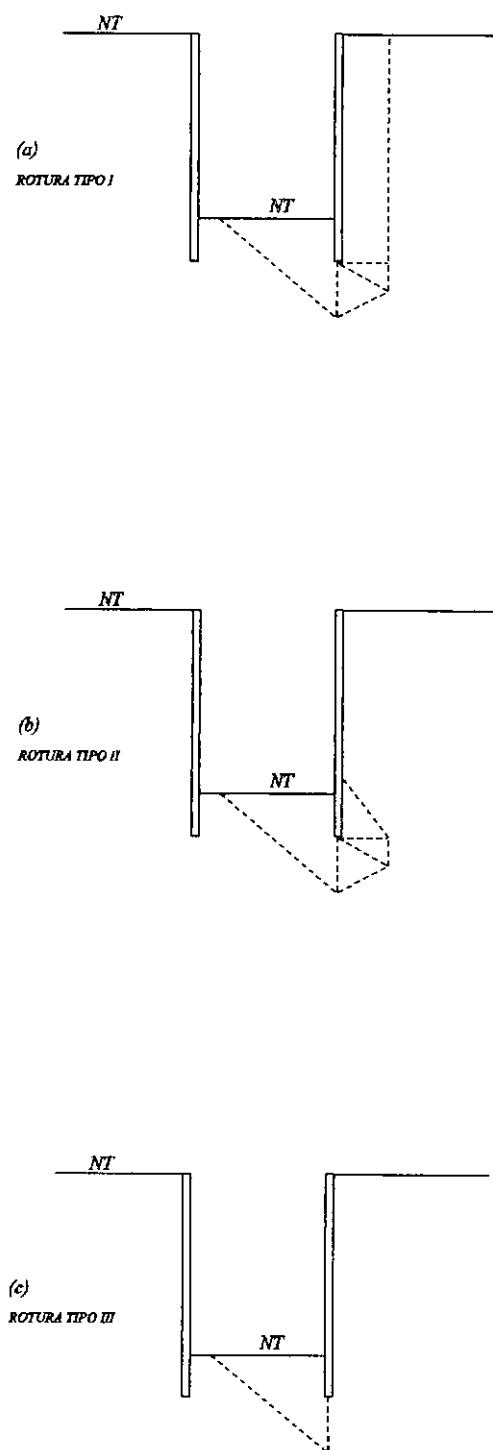


Fig. VII.15: Esquemas de rupturas pesquisados pelo programa AROFU: (a) rotura tipo I, (b) rotura tipo II, (c) rotura tipo III.

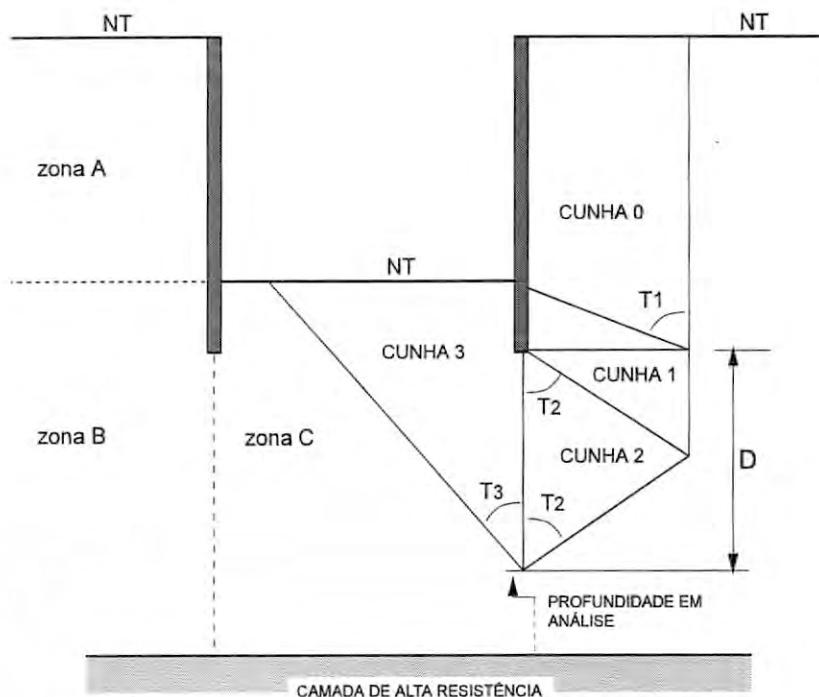


Fig. VII.16 : Análise de estabilidade de fundo pelo programa AROFU.

Segundo Ehrlich (1987), caso a flexibilidade do sistema de contenção possibilite à ficha uma movimentação concomitante com a cunha 3 (fig. VII.16), isto é, caso não haja tendência de separação física entre o solo e a ficha ao longo de AB (fig. VII.17), a resistência ao cisalhamento do material posicionado entre o fundo da escavação e a elevação inferior da ficha (zona F na fig. VII.17) deve ser desconsiderada.

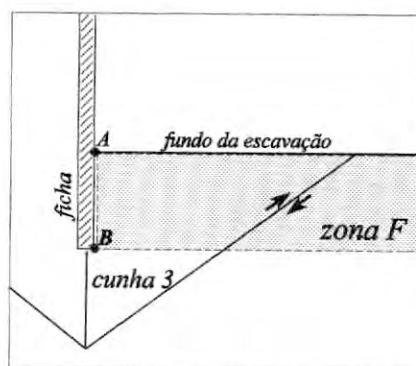


Fig. VII.17: Detalhe da zona F.

Nas análises realizadas optou-se por avaliar a estabilidade considerando e não considerando a resistência da zona F, levando a resultados que representam

respectivamente limites superior e inferior para o fator de segurança dada a incerteza quanto a efetiva rigidez da ficha e ao comportamento da massa de solo.

Para consideração do fluxo d'água, o programa AROFU calcula os gradientes hidráulicos atuantes no solo a partir de dados de carga hidráulica fornecidos através de uma malha de pontos. A distribuição de poropressão resultante da análise de tensão-deformação foi amostrada em pontos próximos à escavação, fig. VII.18. A partir desta amostragem foi definida a distribuição de carga hidráulica para a análise de estabilidade.

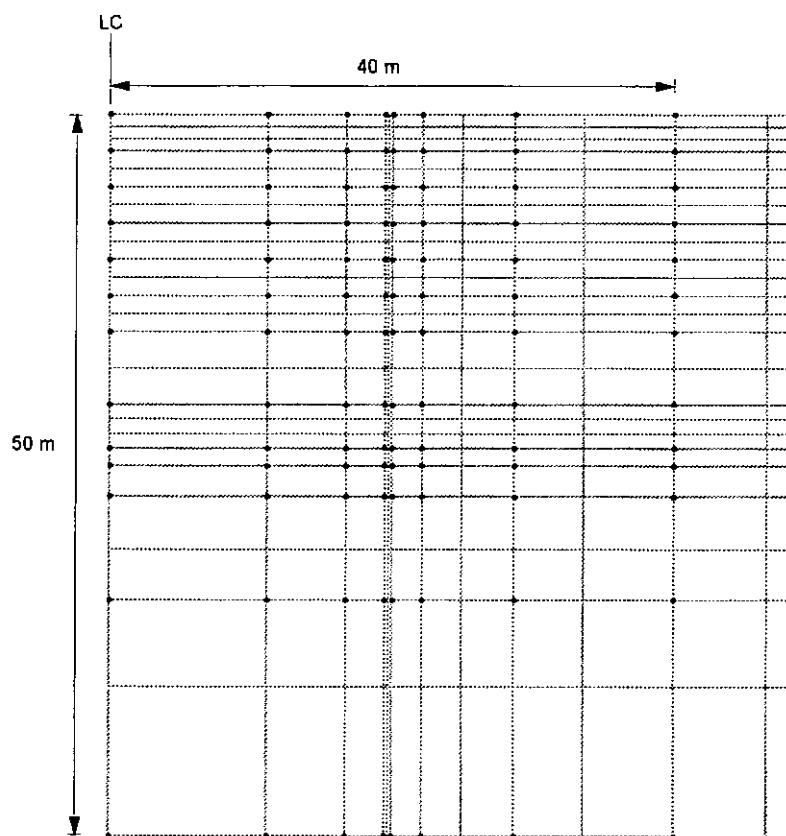


Fig. VII.18: Malha de pontos da amostragem de poropressão para fornecer valores de carga hidráulica ao programa AROFU.

Foram realizadas 32 análises de deformação transiente pelo programa CRISP, correspondentes a variações da permeabilidade do solo, das condições de contorno do problema e das propriedades de tensão-deformação do solo. O quadro VII.2 caracteriza

as diferentes análises transientes realizadas. Nas análises elásticas adotou-se como básico um módulo E' igual a 40.000 kPa (quadro VII.1) e, para uma versão de solo mais deformável, um módulo reduzido E' igual a 4.000 kPa.

CÓDIGO	MODELAGEM DO SOLO	PERMEABILIDADE (m/s)	CONDIÇÕES
A1	elástico	10^{-7}	rebaixamento
A2	elástico	5.10^{-6}	rebaixamento
A3	elástico	5.10^{-7}	rebaixamento
A4	elástico	3.10^{-7}	rebaixamento
A5	elástico	5.10^{-8}	rebaixamento
A6	elástico	10^{-8}	rebaixamento
A7	elástico	10^{-9}	rebaixamento
A8	elástico	5.10^{-6}	submerso
A9	elástico	10^{-7}	submerso
A10	elástico	10^{-8}	submerso
A11	elástico	5.10^{-6}	freática fixa
A12	elástico	10^{-7}	freática fixa
A13	elástico	10^{-8}	freática fixa
A14	elástico	10^{-9}	freática fixa
A15	elástico	10^{-7}	escavação rápida
A16	elástico	5.10^{-7}	escavação rápida
A17	elástico	10^{-8}	escavação rápida

Quadro VII.2: Características dos casos analisados.

B1	elástico (E' reduzido)	10^{-7}	rebaixamento
B2	elástico (E' reduzido)	$5 \cdot 10^{-6}$	rebaixamento
B4	elástico (E' reduzido)	$3 \cdot 10^{-7}$	rebaixamento
B6	elástico (E' reduzido)	10^{-8}	rebaixamento
B11	elástico (E' reduzido)	$5 \cdot 10^{-6}$	freática fixa
B13	elástico (E' reduzido)	10^{-8}	freática fixa
C1	elasto-plástico	10^{-7}	rebaixamento
C2	elasto-plástico	$5 \cdot 10^{-6}$	rebaixamento
C4	elasto-plástico	$3 \cdot 10^{-7}$	rebaixamento
C6	elasto-plástico	10^{-8}	rebaixamento
C7	elasto-plástico	10^{-9}	rebaixamento
C11	elasto-plástico	$5 \cdot 10^{-6}$	freática fixa
D1	elasto-plástico	10^{-7}	ficha reduzida para 2 m
E1	elasto-plástico	10^{-7}	ficha reduzida para 1 m
F1	elasto-plástico	10^{-7}	sem ficha

Quadro VII.2: Características dos casos analisados (continuação).

Para a avaliação das condições de estabilidade no tempo foram realizadas 167 análises pelo programa AROFU, ou seja, aproximadamente 5 análises de estabilidade por análise de tensão-deformação. Cabe destacar que as propriedades características do solo usadas para a análise de estabilidade foram mantidas constantes: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c' = 10 \text{ kPa}$ e $\phi' = 30^\circ$ (quadro VII.1), sendo variados apenas a distribuição de carga hidráulica e os parâmetros geométricos de acordo com as particularidades de cada análise.

VII.4 Resultados

VII.4.1 Variação do nível freático

A evolução da linha freática com o tempo, a partir do fim da escavação, é apresentada nas figs. VII.19 e VII.20. Na fig. VII.19 são comparados resultados considerando diferentes permeabilidades, solo elástico com $E' = 40.000$ kPa e velocidade de escavação igual a 0,2 m/dia (escavação realizada em 100 dias). Em termos de movimentação da superfície livre são caracterizados comportamentos extremos, verificando-se comportamentos que podem ser considerados praticamente drenado e não drenado para respectivamente as análises com $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s e $k = 10^{-8}$ m/s, dentro do período de tempo considerado nas análises (500 dias).

Para tempo igual a 500 dias, as figs. VII.19 e VII.20 também apresentam a linha freática estacionária obtida através do programa FPM500 (solução para fluxo estacionário por técnica de malha variável discutida no item V.4).

Na fig. VII.20 são apresentados resultados obtidos considerando uma mesma permeabilidade, $k = 10^{-7}$ m/s, diferenciados pelas características de tensão-deformação adotadas para o solo e pela velocidade de escavação. Tomando como referência a análise para solo elástico com $E' = 40.000$ kPa e escavação em 100 dias (item a na figura), o rebaixamento do nível freático para o caso de solo menos rígido (item b) mostra-se ligeiramente atrasado ao longo do tempo. A análise na qual foi adotado solo elasto-plástico (item c) resultou um rebaixamento ligeiramente mais rápido. Quando considerada parede sem ficha (item d) não houve uma aceleração significativa do rebaixamento, indicando que para a permeabilidade considerada este comprimento de ficha não representa um obstáculo determinante para o fluxo.

No caso de escavação dez vezes mais rápida (item e na fig. VII.20) o rebaixamento mostra-se inicialmente atrasado, entretanto esta tendência é revertida no decorrer do tempo seguinte à escavação, chegando-se após 400 dias ao mesmo rebaixamento obtido para a análise de referência (item a).

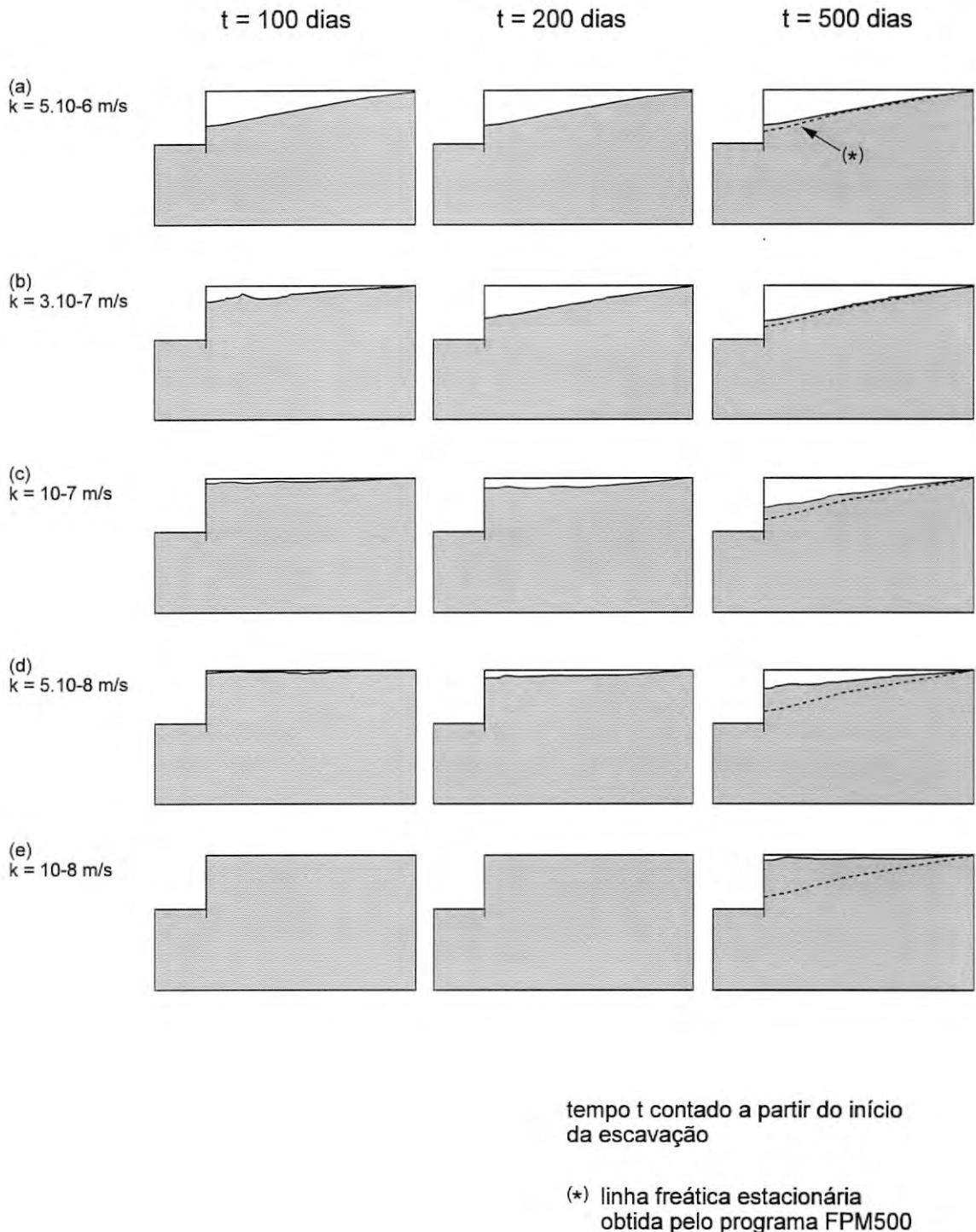


Fig. VII.19: Evolução da linha freática, solo elástico, $E' = 40.000$ kPa.

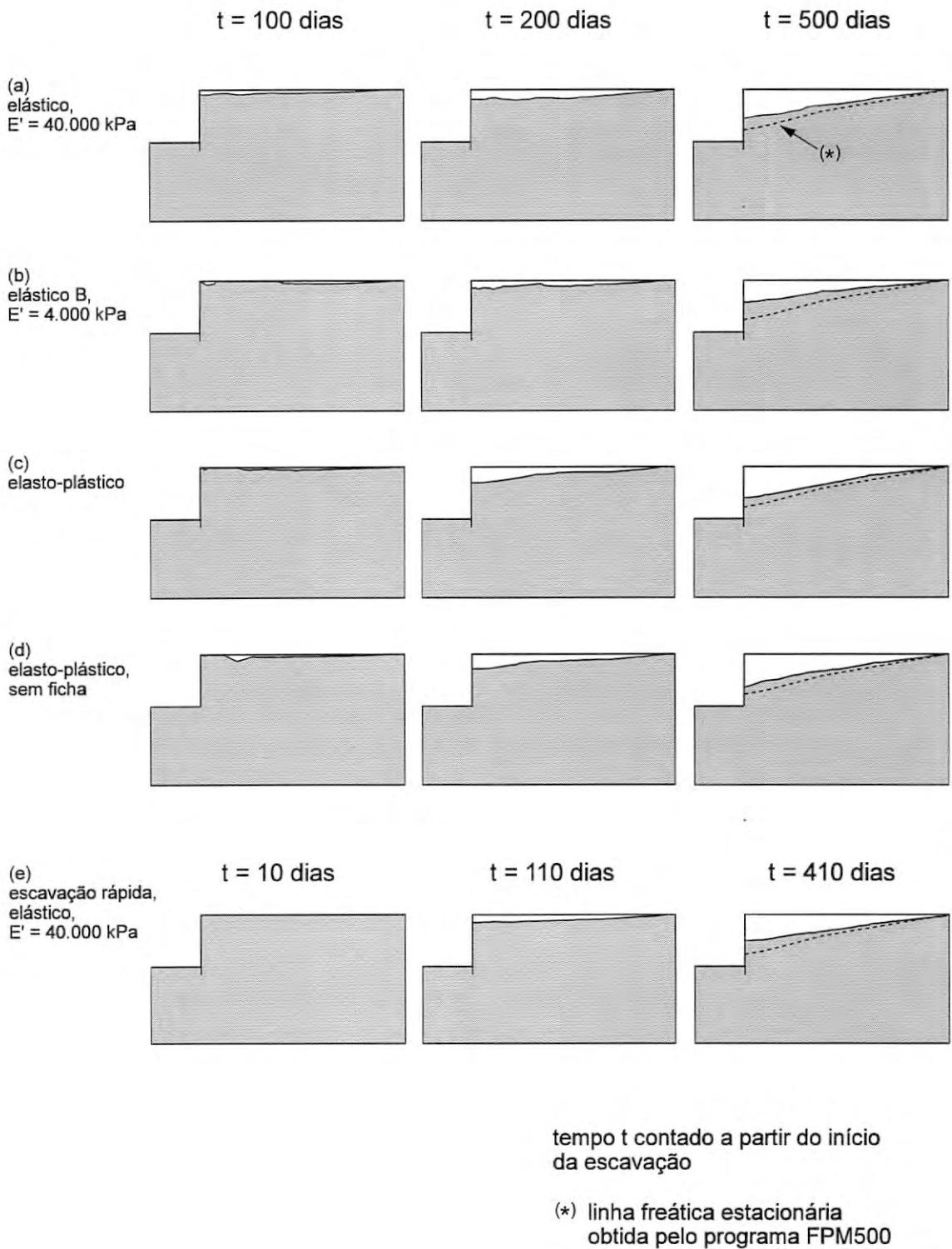


Fig. VII.20: Evolução da linha freática, $k = 10^{-7}$ m/s.

VII.4.2 Condições de estabilidade

O quadro VII.3 apresenta os fatores de segurança à ruptura de fundo ao longo do tempo para as diferentes análises definidas no quadro VII.2. Os fatores de segurança foram avaliados pelo program AROFU com base nas poropressões determinadas pelo programa CRISP, conforme a metodologia apresentada no item VII.3.3. Uma visualização comparativa dos resultados é apresentada a partir da fig. VII.21.

ANÁLISE TEMPO (dias)	A1		A2		A3		A4	
	sem zona F	com zona F						
75	2,95	4,05	3,48	4,30	3,30	4,16	3,09	4,09
100	1,54	2,08	2,18	2,41	1,91	2,30	1,68	2,20
105					1,93	2,30	1,66	2,17
110	1,50	2,04					1,72	2,20
112,5								
115	1,49	2,02					1,73	2,21
125	1,49	2,03	2,18	2,41	1,98	2,33	1,77	2,22
150					2,16	2,41		
200	1,58	2,11	2,18	2,42	2,18	2,41	2,06	2,38
300	1,68	2,18					2,18	2,41
500	1,96	2,31	2,18	2,42	2,18	2,41	2,18	2,41

Quadro VII.3: Resultados de fator de segurança à ruptura de fundo obtidos com o programa AROFU.

ANÁLISE TEMPO (dias)	A5		A6		A7		A8	
	sem zona F	com zona F						
75	2,96	4,12	3,06	4,43	3,10	4,54	6,33	9,11
100	1,53	2,06	1,66	2,22	1,81	2,45	3,58	4,28
105								
110					1,77	2,37		
112,5	1,47	2,01						
115								
125	1,46	1,99	1,59	2,11	1,74	2,31		
150	1,47	2,00						
200	1,50	2,04	1,49	2,02	1,69	2,25		
300			1,46	2,00	1,68	2,22		
500	1,68	2,18	1,47	1,99	1,63	2,16	3,58	4,28

Quadro VII.3: Resultados de fator de segurança à ruptura de fundo obtidos com o programa AROFU (continuação).

ANÁLISE TEMPO (dias)	A9		A10		A11		A12	
	sem zona F	com zona F	sem zona F	com zona F	sem zona F	com zona F	sem zona F	com zona F
75	6,45	9,47	6,82	11,08	2,76	3,81	2,89	3,97
100	3,72	4,39	4,29	5,11	1,43	1,96	1,47	2,02
105	3,61	4,34					1,44	1,96
110	3,58	4,32						
112,5								
115	3,62	4,31						
125	3,54	4,28					1,43	1,96
150								
200	3,58	4,28	3,92	4,50			1,43	1,96
300			3,82	4,38				
500	3,58	4,28	3,61	4,29	1,43	1,96	1,43	1,96

Quadro VII.3: Resultados de fator de segurança à ruptura de fundo obtidos com o programa AROFU (continuação).

ANÁLISE TEMPO (dias)	A13		A14		A15		A16	
	sem zona F	com zona F						
75								
100	1,67	2,22	1,80	2,44	1,66	2,22	1,53	2,06
105								
110								
112,5			1,78	2,37	1,47	2,01	1,52	2,05
115								
125	1,60	2,12	1,73	2,31	1,45	1,97	1,60	2,13
150								
200	1,49	2,02	1,69	2,25	1,52	2,05	2,14	2,38
300	1,46	1,98					2,18	2,41
500	1,43	1,96	1,63	2,16	1,93	2,29	2,18	2,41

Quadro VII.3: Resultados de fator de segurança à ruptura de fundo obtidos com o programa AROFU (continuação).

ANÁLISE TEMPO (dias)	A17		B1		B2		B4	
	sem zona F	com zona F						
75					3,45	4,26		
100	1,80	2,44	1,67	2,23	2,04	2,37	1,65	2,19
105								
110								
112,5					2,17	2,39	1,62	2,15
115								
125	1,66	2,20	1,63	2,15	2,18	2,40	1,63	2,15
150							1,66	2,16
200	1,52	2,05	1,57	2,09			1,80	2,21
300			1,61	2,12				
500	1,47	1,99	1,76	2,20	2,18	2,41	2,09	2,37

Quadro VII.3: Resultados de fator de segurança à ruptura de fundo obtidos com o programa AROFU (continuação).

ANÁLISE TEMPO (dias)	B6		B11		B13		C1	
	sem zona F	com zona F						
75			2,79	3,83			2,91	4,11
100	1,79	2,44	1,45	1,98	1,79	2,44	1,55	2,09
105								
110							1,47	2,01
112,5			1,43	1,96				
115								
125	1,74	2,31			1,73	2,31	1,49	2,03
150								
200	1,69	2,25			1,69	2,25		
300								
500	1,64	2,18	1,43	1,96	1,64	2,17	2,04	2,35

Quadro VII.3: Resultados de fator de segurança à ruptura de fundo obtidos com o programa AROFU (continuação).

ANÁLISE TEMPO (dias)	C2		C4		C6		C7	
	sem zona F	com zona F	sem zona F	com zona F	sem zona F	com zona F	sem zona F	com zona F
75	3,47	4,28						
100	2,18	2,42	1,66	2,19	1,71	2,29	1,92	2,73
105			1,62	2,15				
110			1,63	2,15				
112,5							1,84	2,47
115								
125			1,69	2,18	1,60	2,14	1,79	2,40
150								
200			1,94	2,30	1,49	2,03	1,69	2,26
300			2,06	2,38	1,43	1,97		
500	2,18	2,42	2,18	2,41	1,45	1,97	1,54	2,14

Quadro VII.3: Resultados de fator de segurança à ruptura de fundo obtidos com o programa AROFU (continuação).

ANÁLISE TEMPO (dias)	C11		D1		E1		F1	
	sem zona F	com zona F						
75			2,66	3,79			2,49	3,12
100	1,43	1,96	1,25	1,64	1,35	1,58		1,44
105								
110								
112,5								1,44
115								
125			1,22	1,60	1,32	1,54		1,44
150								
200			1,35	1,72	1,37	1,59		1,49
300								
500	1,43	1,96	1,66	2,04	1,60	1,84		1,69

Quadro VII.3: Resultados de fator de segurança à ruptura de fundo obtidos com o programa AROFU (continuação).

VII.4.3 Influência do transiente de fluxo-deformação

A fig. VII.21 apresenta a variação do fator de segurança (FS) com o tempo, considerando e não considerando a zona F resistente, para as condições de escavação submersa e de escavação com remoção de água no interior da cava (admitindo fixa na superfície do terreno a superfície freática). Foi considerado solo elástico ($E' = 40.000 \text{ kPa}$) e coeficientes de permeabilidade (k) iguais a $5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ e 10^{-8} m/s (análises A8, A10, A11 e A13 no quadro VII.2)

Tanto para escavação submersa como para o caso de freática fixa observa-se na fig. VII.21 que para $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ a massa de solo apresenta um comportamento praticamente drenado, alcançando ao final da escavação (100 dias) um FS mínimo, que então se mantém constante ao longo do tempo. Já para $k = 10^{-8} \text{ m/s}$ o FS mostra-se decrescente após o fim da escavação, até alcançar o mesmo FS mínimo encontrado para $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$. Este comportamento reflete o efeito instabilizante da dissipaçāo do excesso negativo de poropressão oriundo do alívio de tensões. Para uma maior permeabilidade (no caso $5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$) esta dissipaçāo se completa ainda durante a escavação, enquanto que para uma permeabilidade menor (no caso 10^{-8} m/s) o processo de dissipaçāo é mais demorado. Associadas a diferentes níveis de solicitação, as condições de escavação submersa e de escavação com remoção de água da cava correspondem a diferentes patamares de FS, embora sofram o efeito da dissipaçāo de poropressão de forma semelhante.

As figs. VII.22 a VII.25 comparam os resultados obtidos considerando e não considerando o rebaixamento do nível freático no solo ao lado da escavação, para diferentes permeabilidades.

Para $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$, fig. VII.22, a condição estacionária já é atingida ao final da escavação, a partir da qual o FS mantém-se constante ao longo do tempo, indicando que a dissipaçāo de poropressão já está completa. Por sua vez a consideração do rebaixamento externo à cava melhora significativamente as condições de estabilidade, definindo um patamar superior de FS sob condições drenadas. Estes resultados se referem às análises A2 e A11 do quadro VII.2.

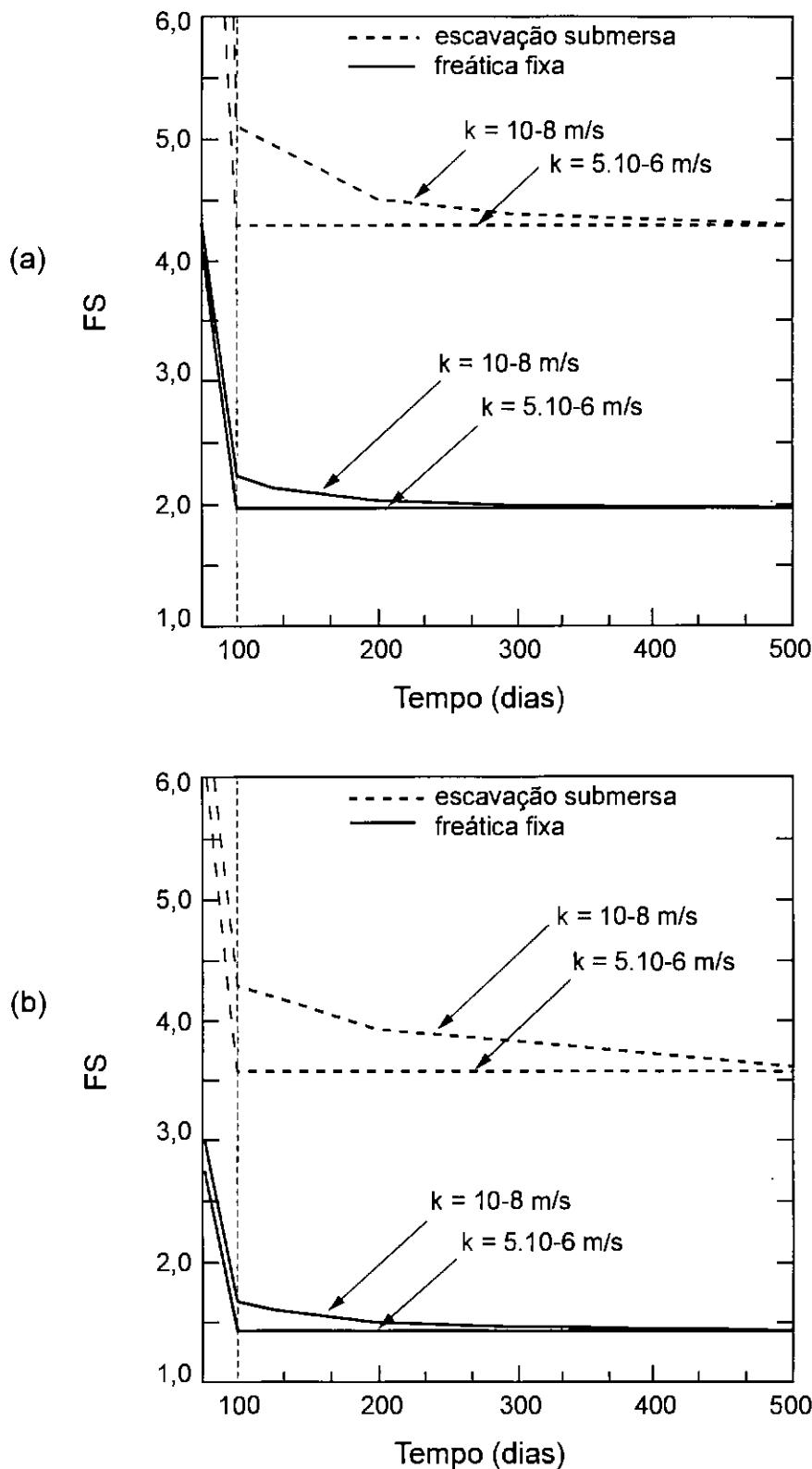


Fig. VII.21: Evolução do FS no tempo para análises considerando escavação submersa e considerando linha freática fixa na superfície, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

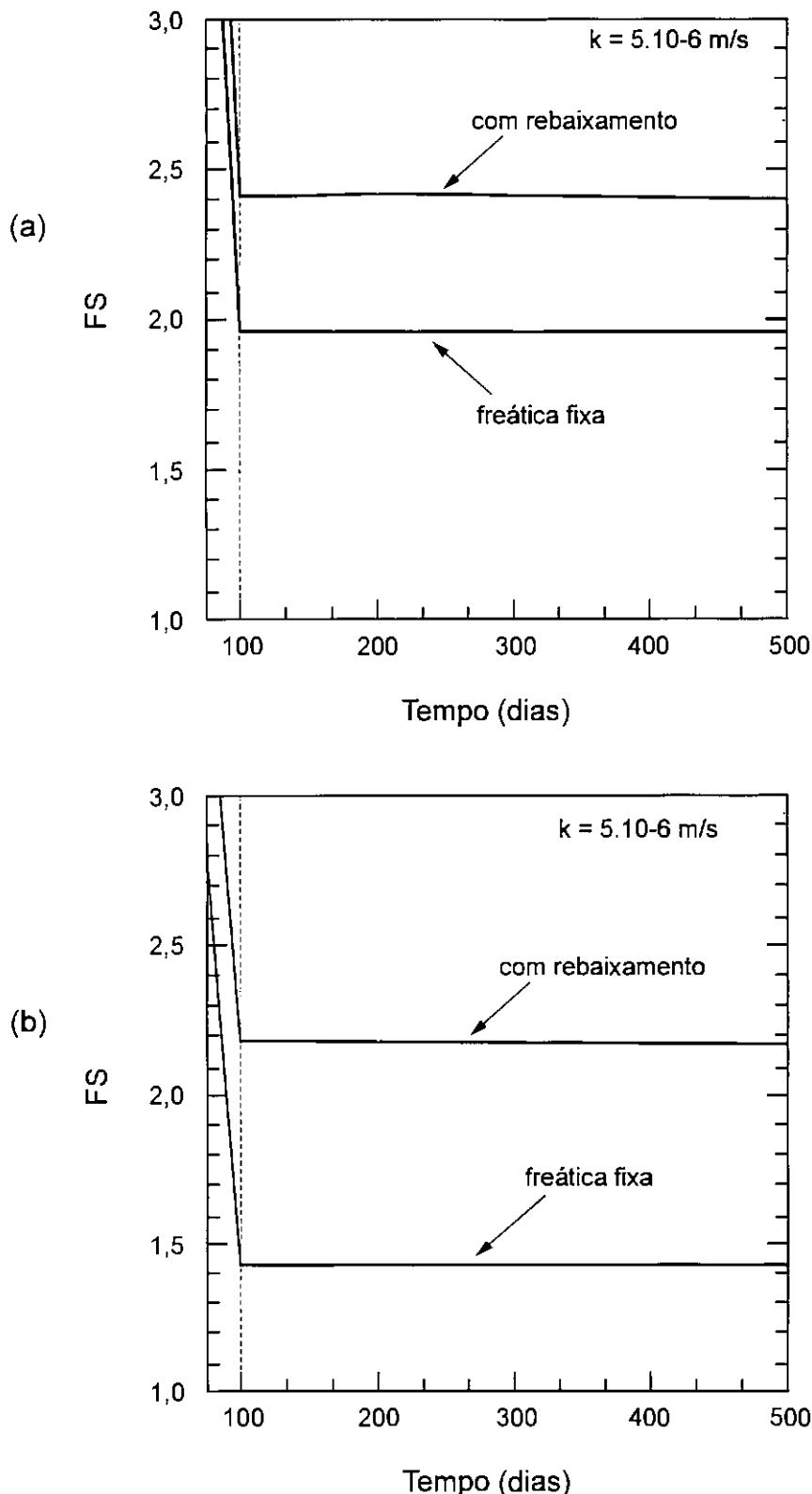


Fig. VII.22: Evolução do FS no tempo para análises considerando ou não o rebaixamento freático externo à cava, $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

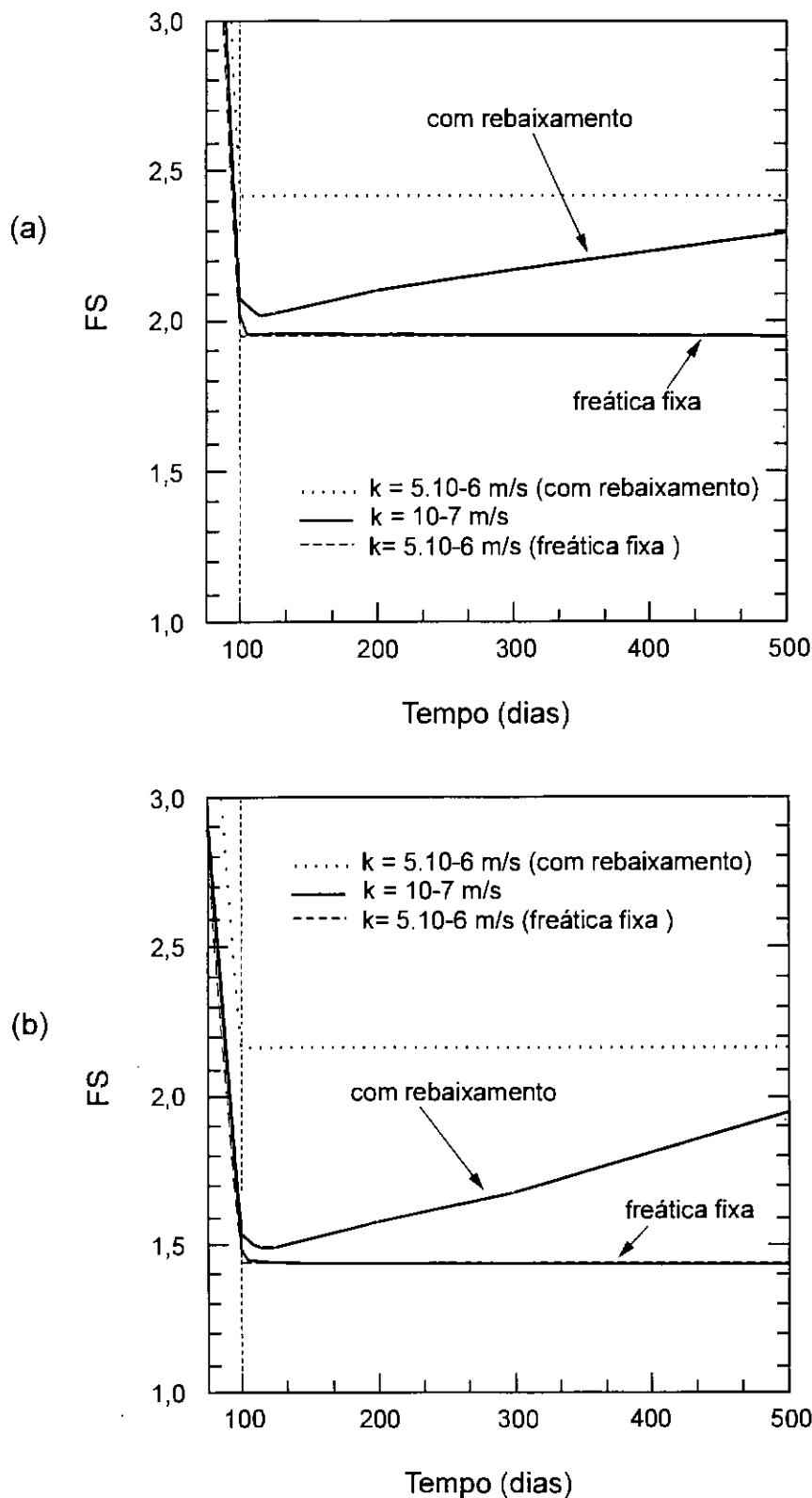


Fig. VII.23: Evolução do FS no tempo para análises considerando ou não o rebaixamento freático externo à cava, $k = 10^{-7} \text{ m/s}$, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

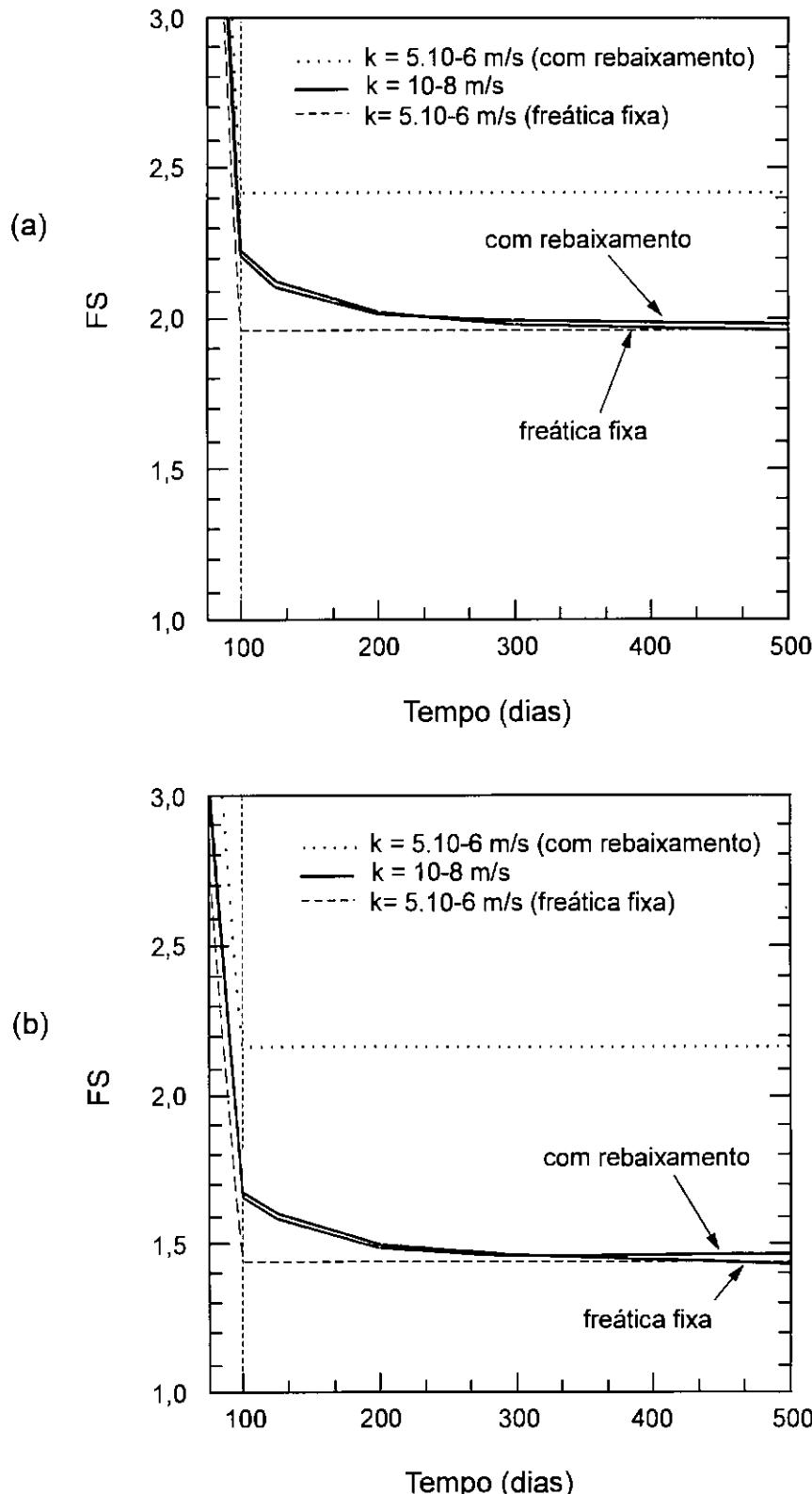


Fig. VII.24: Evolução do FS no tempo para análises considerando ou não o rebaixamento freático externo à cava, $k = 10^{-8}$ m/s, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

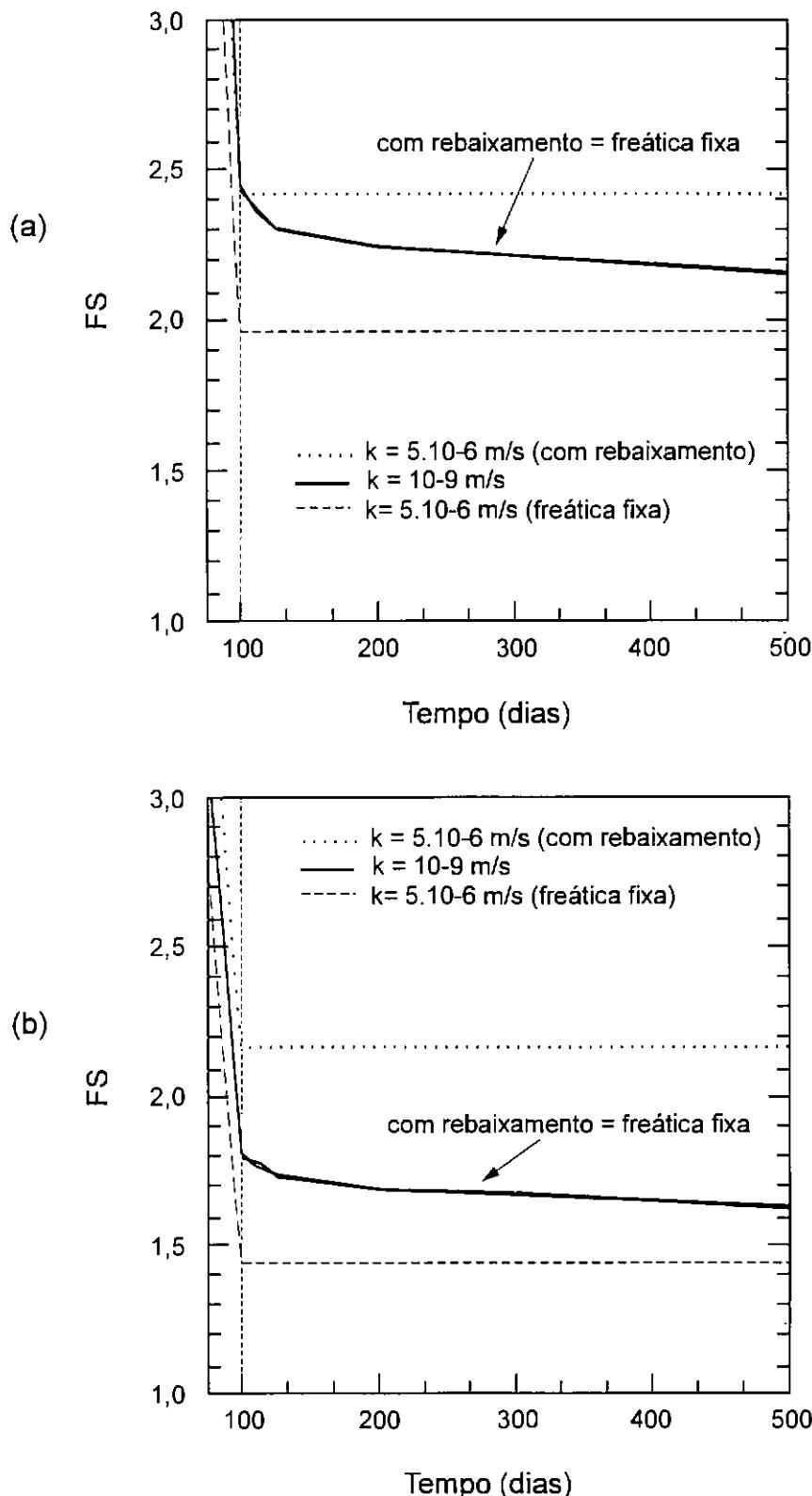


Fig. VII.25: Evolução do FS no tempo para análises considerando ou não o rebaixamento freático externo à cava, $k = 10^{-9} \text{ m/s}$, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

Para $k = 10^{-7}$ m/s, fig. VII.23, observa-se que o FS é inicialmente sensível à dissipação do excesso de poropressão devido ao alívio de tensões (redução de FS). Sob condições de freática fixa a redução de FS se dá até que seja alcançado o patamar drenado. O rebaixamento da linha freática, entretanto, reverte a tendência à redução de FS, promovendo uma melhoria das condições de estabilidade no tempo. Estes resultados se referem às análises A2 e A11 do quadro VII.2. Como referência são apresentados em linha tracejada os resultados para $k = 5 \cdot 10^6$ m/s (condição praticamente drenada).

Para $k = 10^{-8}$ m/s, fig. VII.24, os resultados considerando ou não o rebaixamento praticamente coincidem na forma de redução do FS em função da dissipação de poropressões oriundas do alívio de tensões. Para tempos maiores entretanto, como seria de esperar, os efeitos do rebaixamento da linha freática já podem ser observados na reversão da tendência de queda de FS. Estes resultados se referem às análises A6 e A13 do quadro VII.2.

Para a mais baixa permeabilidade ($k = 10^{-9}$ m/s), fig. VII.25, as condições com e sem rebaixamento coincidem dentro do intervalo de tempo analisado, sendo apenas notável o efeito instabilizante da dissipação do excesso negativo de poropressão. Estes resultados se referem às análises A7 e A14 do quadro VII.2.

Nas figs. VII.26 a VII.29 grupam-se resultados obtidos considerando rebaixamento freático sob diferentes permeabilidades. Pode-se visualizar com clareza o efeito da variação da permeabilidade sobre a evolução de FS com o tempo. Qualitativamente semelhantes, porém defasados no tempo, os resultados indicam que o FS tende a atingir a tempo infinito o valor correspondente à condição estacionária sob rebaixamento da linha freática (indicado como patamar superior). Estes resultados se referem às análises A1, A2, A3, A4, A5, A6 e A7 do quadro VII.2.

Nas figs. VII.26 e VII.27 observa-se que, dependendo da permeabilidade, diferentes condições de estabilidade são alcançadas ao fim da escavação, assim como pode ocorrer uma significativa queda do fator de segurança no tempo subsequente. Quanto menor a permeabilidade maior é o efeito estabilizante ao final da escavação devido à variação de poropressão associada ao alívio de tensões, mais lento será o processo de dissipação da mesma e mais retardada será a influência do rebaixamento. Quanto maior

a permeabilidade menos significativo é o efeito da poropressão negativa ao final da escavação, mais rápida será sua dissipação e mais rapidamente se farão sentir os efeitos do rebaixamento.

Observa-se nas figs. VII.26 e VII.27 a definição de um patamar superior para o fator de segurança, correspondente ao completo rebaixamento do nível freático (aproximadamente $FS = 2,4$ considerando a resistência da zona F e $FS = 2,2$ não considerando), e de um limite inferior para a evolução do FS com o tempo, correspondente à condição de nenhum rebaixamento (aproximadamente $FS = 2,0$ e $1,4$, respectivamente).

O patamar superior corresponde à condição drenada em que tanto a dissipação da poropressão negativa oriunda do alívio de tensões quanto o processo de rebaixamento do nível freático já estão completos. Para a permeabilidade $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, por exemplo, ambos os processos ocorreram simultaneamente à execução da escavação, já estando concluídos ao final desta.

O limite inferior coincide com a condição drenada para a análise considerando nível freático fixo na superfície, ver fig. VII.22. Como, para a mesma permeabilidade, o processo de dissipação da poropressão oriunda do alívio de tensões (processo este associado à redução de FS) se faz mais rapidamente que o processo de rebaixamento do nível freático (este associado ao aumento de FS), a tendência inicial de piora das condições de estabilidade é revertida após um certo tempo, conforme pode ser observado nas curvas associadas às permeabilidades entre $3 \cdot 10^{-7}$ e 10^{-8} m/s.

A fig. VII.28 apresenta a visualização da variação de FS em termos de curvas de nível no plano permeabilidade:tempo (item a) e no espaço FS:permeabilidade:tempo (item b), para análises considerando a resistência da zona F. A fig. VII.29 apresenta a visualização dos resultados para análises desconsiderando a resistência da zona F.

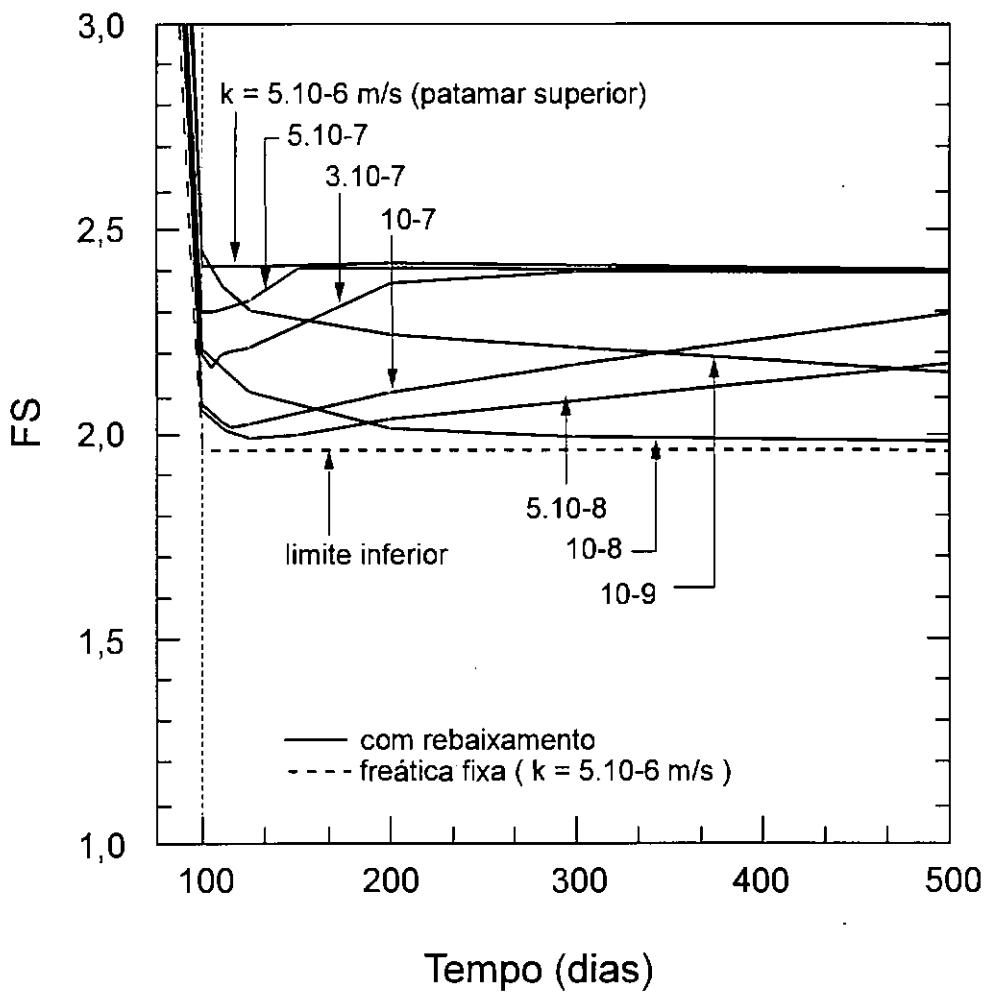


Fig. VII.26: Evolução do FS no tempo para diferentes permeabilidades e solo elástico (considerando a resistência da zona F).

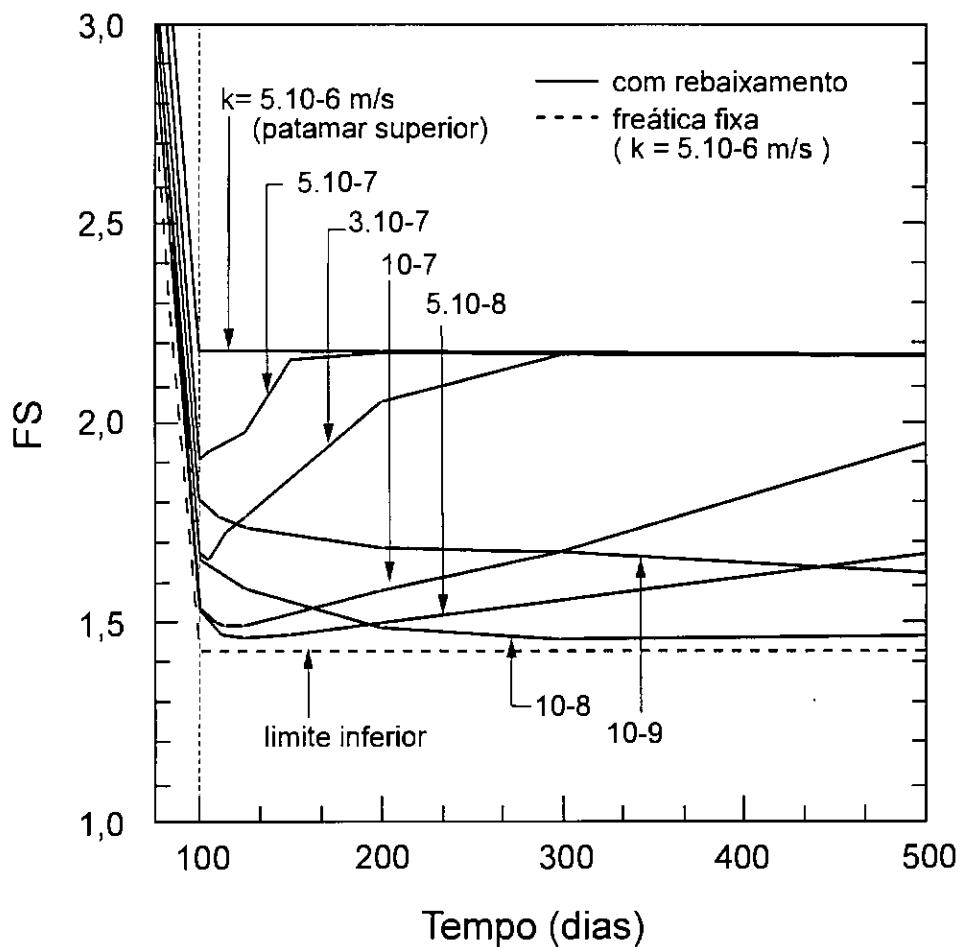


Fig. VII.27: Evolução do FS no tempo para diferentes permeabilidades e solo elástico (não considerando a resistência da zona F).

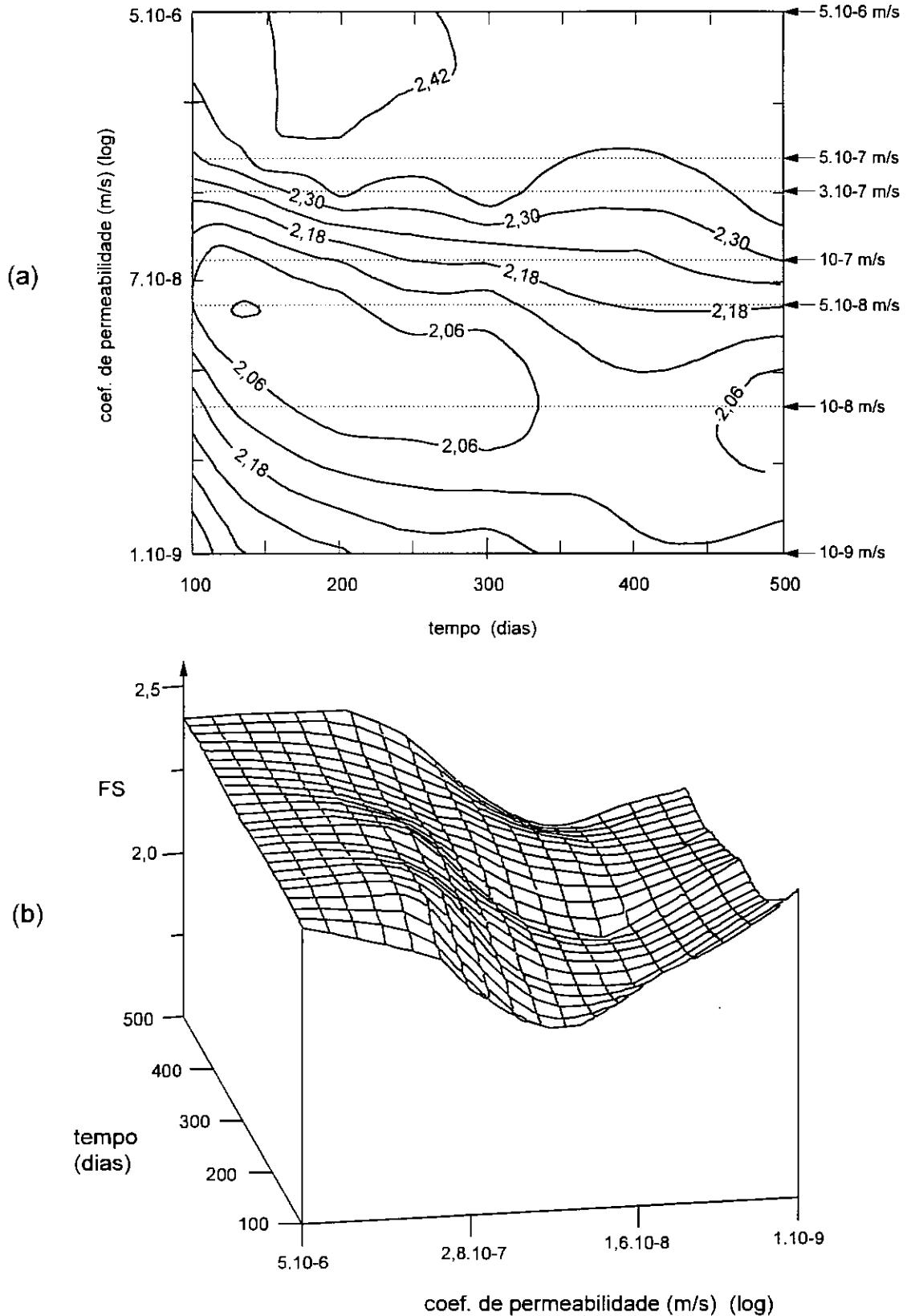


Fig. VII.28: Variação do FS em função da permeabilidade e do tempo, considerando a resistência da zona F.

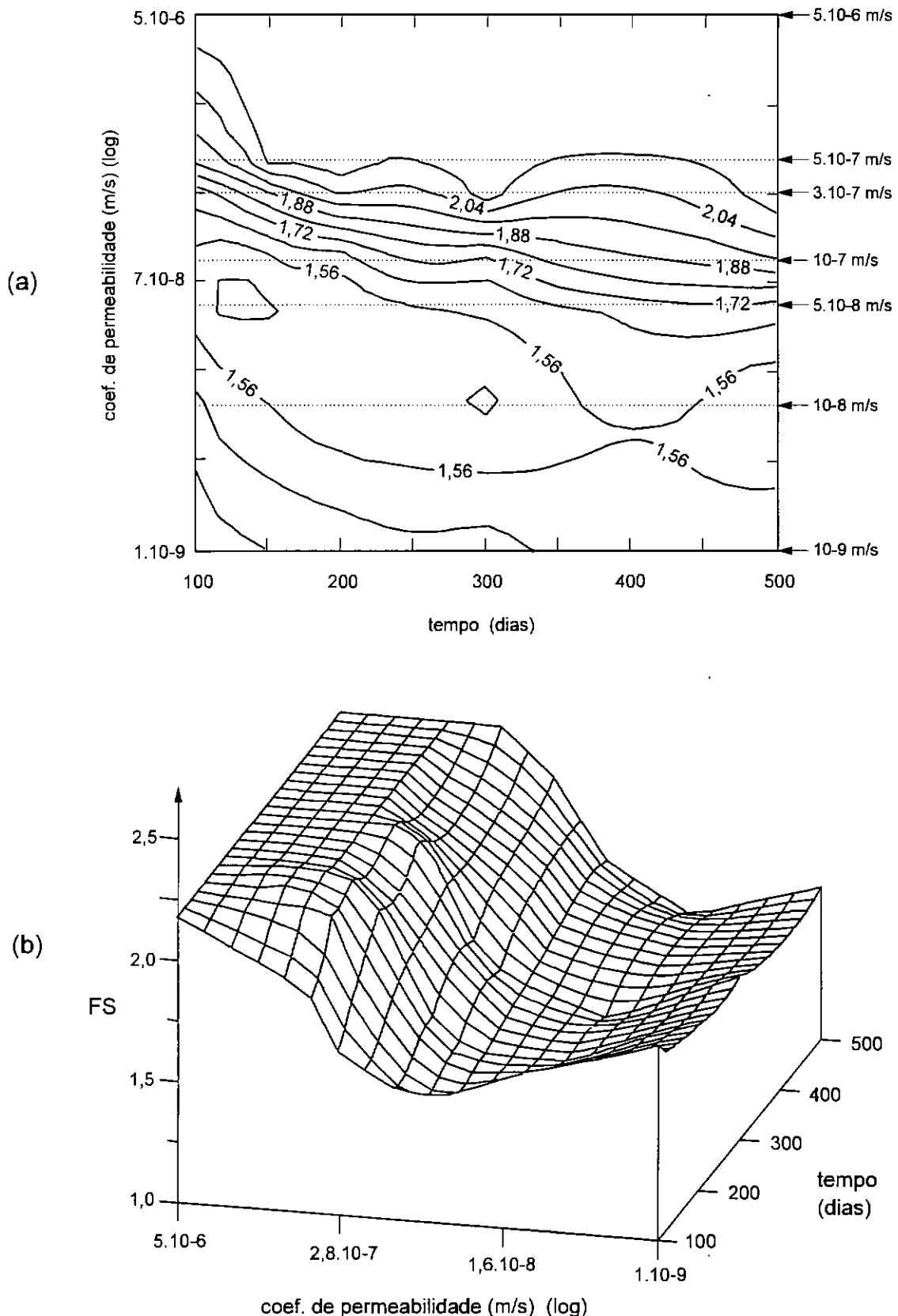


Fig. VII.29: Variação do FS em função da permeabilidade e do tempo, não considerando a resistência da zona F.

A partir da amostragem de valores de poropressão em pontos na região próxima ao fundo da escavação (fig. VII.30) foi estudada a dependência entre as condições de estabilidade de fundo e a carga hidráulica média (H_m) nos pontos amostrados.

As figs. VII.31a e VII.31b apresentam resultados de FS e de H_m ao longo do tempo, respectivamente considerando ou não a zona F resistente. Estes resultados se referem às análises A1, A4 e A6 do quadro VII.2. Observa-se que, embora não se configure uma relação direta, a variação de FS está ligada de forma marcante à variação da poropressão atuante nesta região. Cabe destacar que a simples média dos valores de carga hidráulica não reflete aspectos de sua distribuição espacial, os quais estando associados à geração de gradientes hidráulicos são de fato os fatores controladores da instabilização.

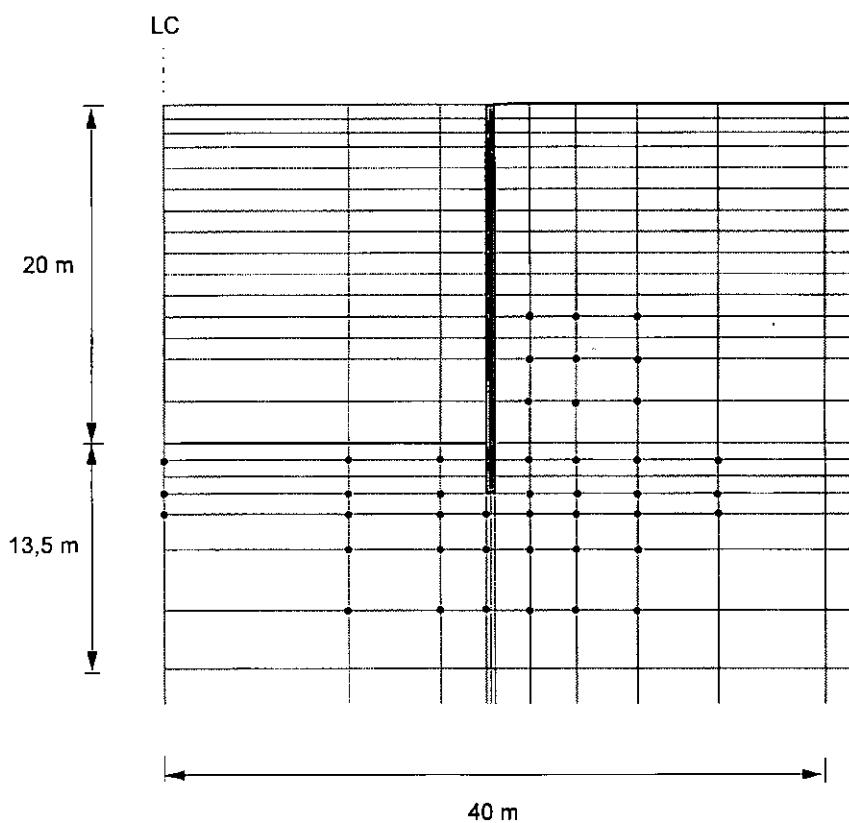


Fig. VII.30: Pontos considerados para cálculo da carga hidráulica média.

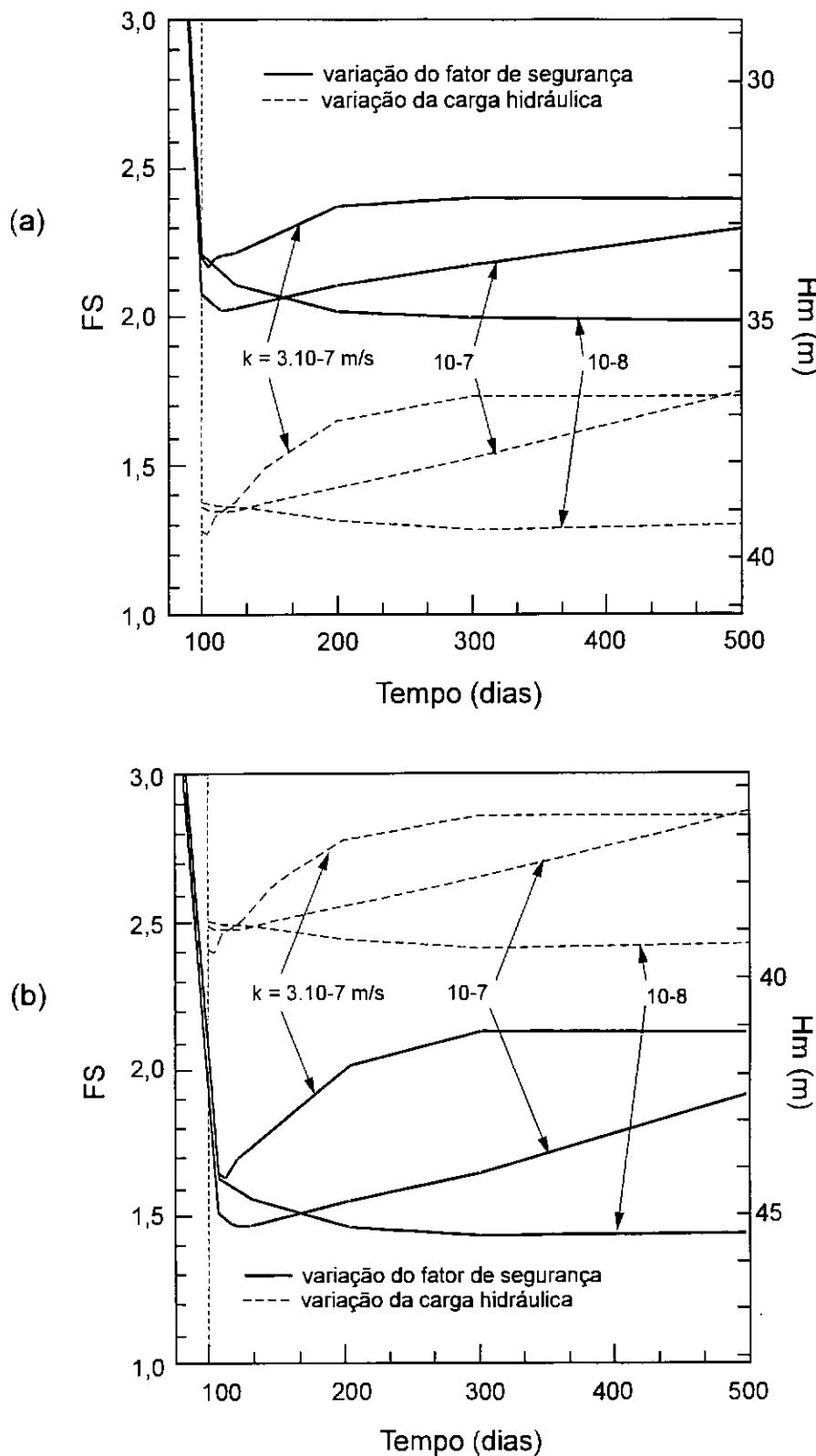


Fig. VII.31: Variação da carga hidráulica média e do FS no tempo para análises considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

VII.4.4 Geometrias potenciais de ruptura

As análises de estabilidade de fundo indicaram três padrões típicos de configuração da geometria potencial de ruptura, apresentados nas figs. VII.32 a VII.34. O padrão A (fig. VII.32) caracterizou as condições de estabilidade quando não foi considerada a resistência da zona F, independente da permeabilidade ou do tempo considerados. Os padrões B e C (figs. VII.33 e VII.34 respectivamente) caracterizaram as condições críticas quando foi admitida a resistência da zona F, dependendo das condições de dissipação de poropressão conforme indicado na fig. VI.35.

VII.4.5 Influência da deformabilidade do solo

A fig. VII.36 apresenta a evolução do FS com o tempo considerando o solo com menor rigidez ($E' = 4.000 \text{ kPa}$) e diferentes permeabilidades. Estes resultados se referem às análises B1, B2, B6, B11 e B13 do quadro VII.2. Observa-se que os resultados seguem um padrão semelhante ao obtido considerando $E' = 40.000 \text{ kPa}$ (figs. VII.26 e VII.27), entretanto apresentam uma variação mais suave do FS com o tempo em função das condições mais lentas de dissipação de poropressão associadas à maior deformabilidade. Este efeito de "amortecimento" tende a afastar os FS mínimos do limite inferior referente à condição drenada ($k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$) com freática fixa, apresentada em linha tracejada. Observa-se que esta condição praticamente coincide com sua correspondente para o caso de solo menos deformável, fig. VII.22, exceto durante um pequeno intervalo de tempo logo após o fim da escavação, no qual ainda se faz presente o efeito de dissipação do excesso negativo de poropressão para o caso de solo mais deformável.

Nas figs. VII.37 a VII.40 comparam-se diretamente resultados obtidos considerando solo mais ou menos deformável. Como referência são apresentados o limite inferior, correspondente à análise drenada com freática fixa, e o patamar superior, correspondente à análise drenada com rebaixamento, conforme definidos nas figs. VII.26 e VII.27. Na fig. VII.37 observa-se que, para uma maior deformabilidade, a análise com $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ não é mais totalmente drenada, apresentando efeitos de aumento de FS devido ao processo de rebaixamento do nível freático logo após ao fim da escavação. Nas figs. VII.38 a VII.40 tornam-se claros os efeitos do retardo da dissipação e do rebaixamento em termos de amortecimento da variação de FS.

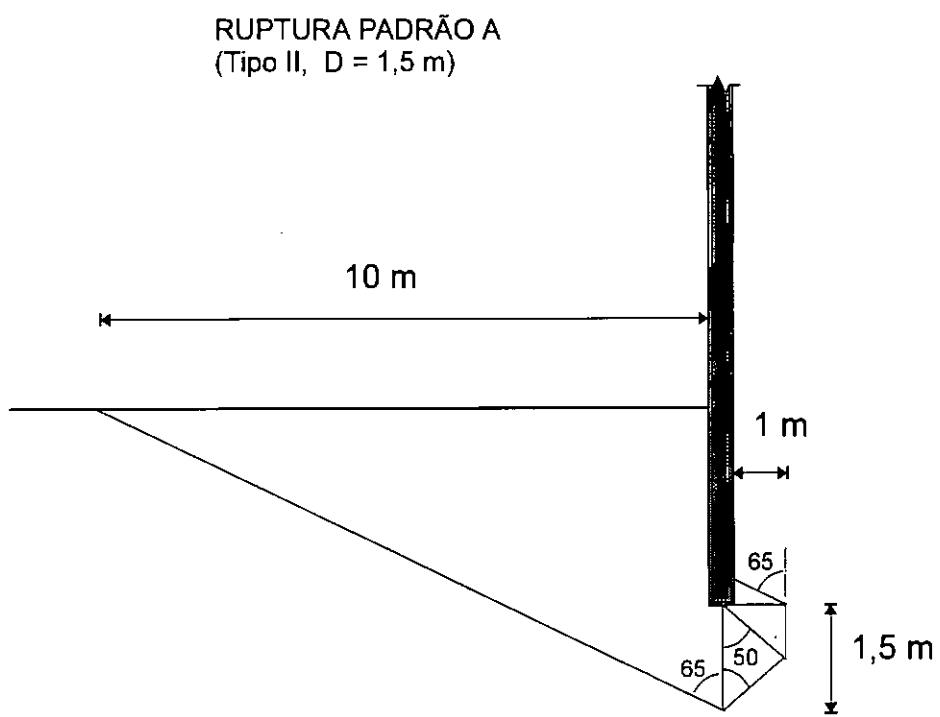


Fig. VII.32: Geometria potencial de ruptura padrão A.

RUPTURA PADRÃO B
(Tipo I, D = 11,5 m)

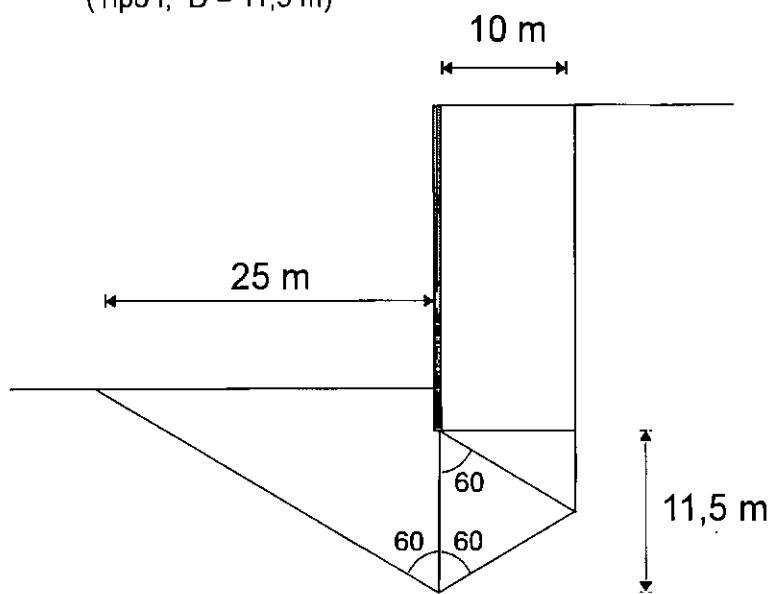


Fig. VII.33: Geometria potencial de ruptura padrão B.

RUPTURA PADRÃO C
(Tipo II, D = 4,2 m)

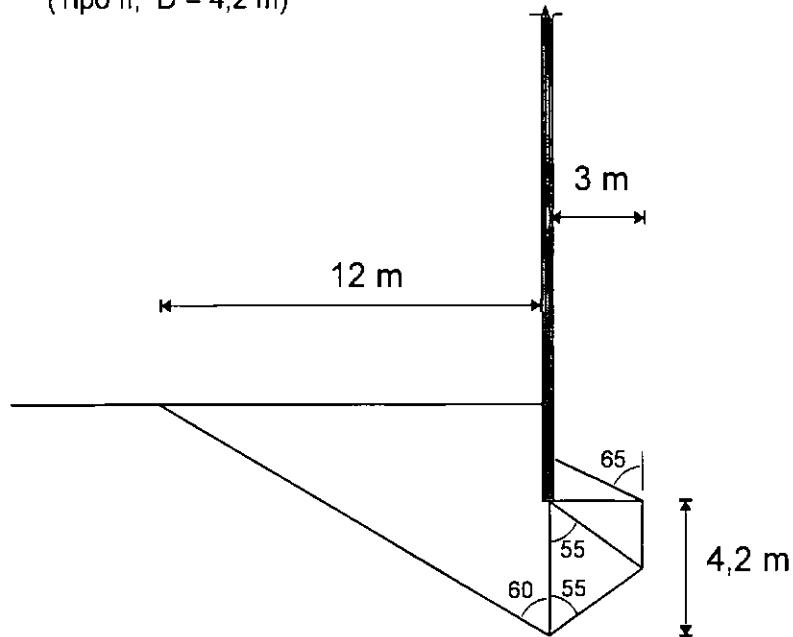


Fig. VII.34: Geometria potencial de ruptura padrão C.

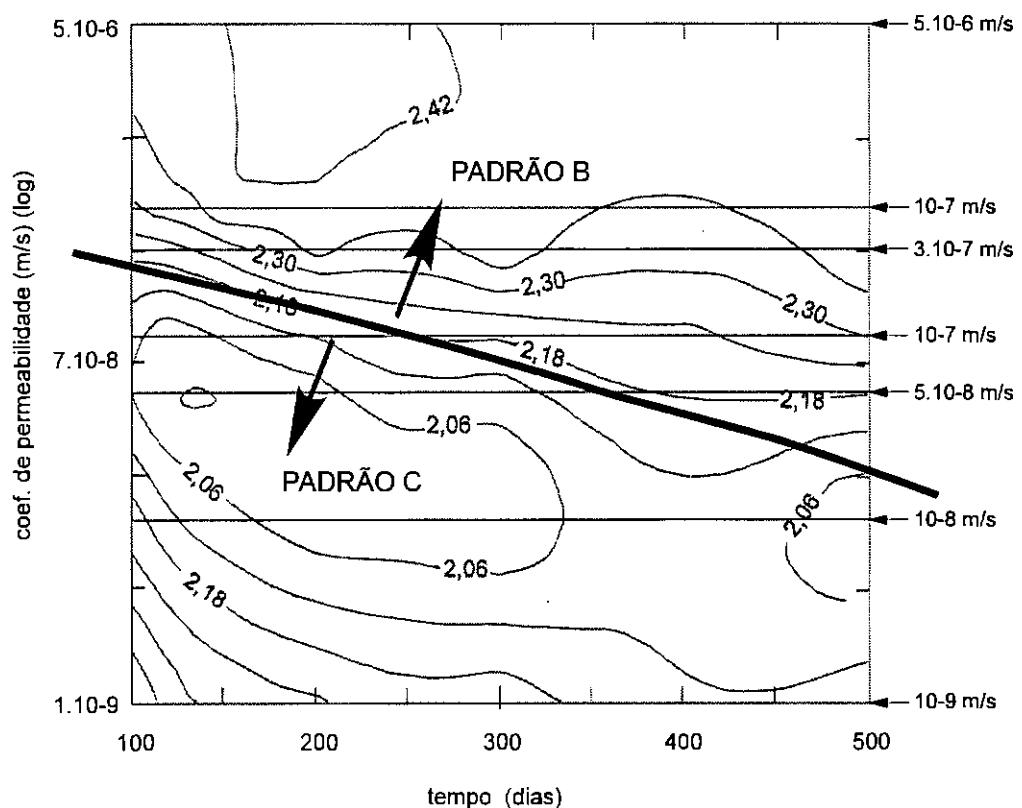


Fig. VII.35: Distribuição dos padrões de ruptura (considerando zona F resistente) no plano permeabilidade:tempo.

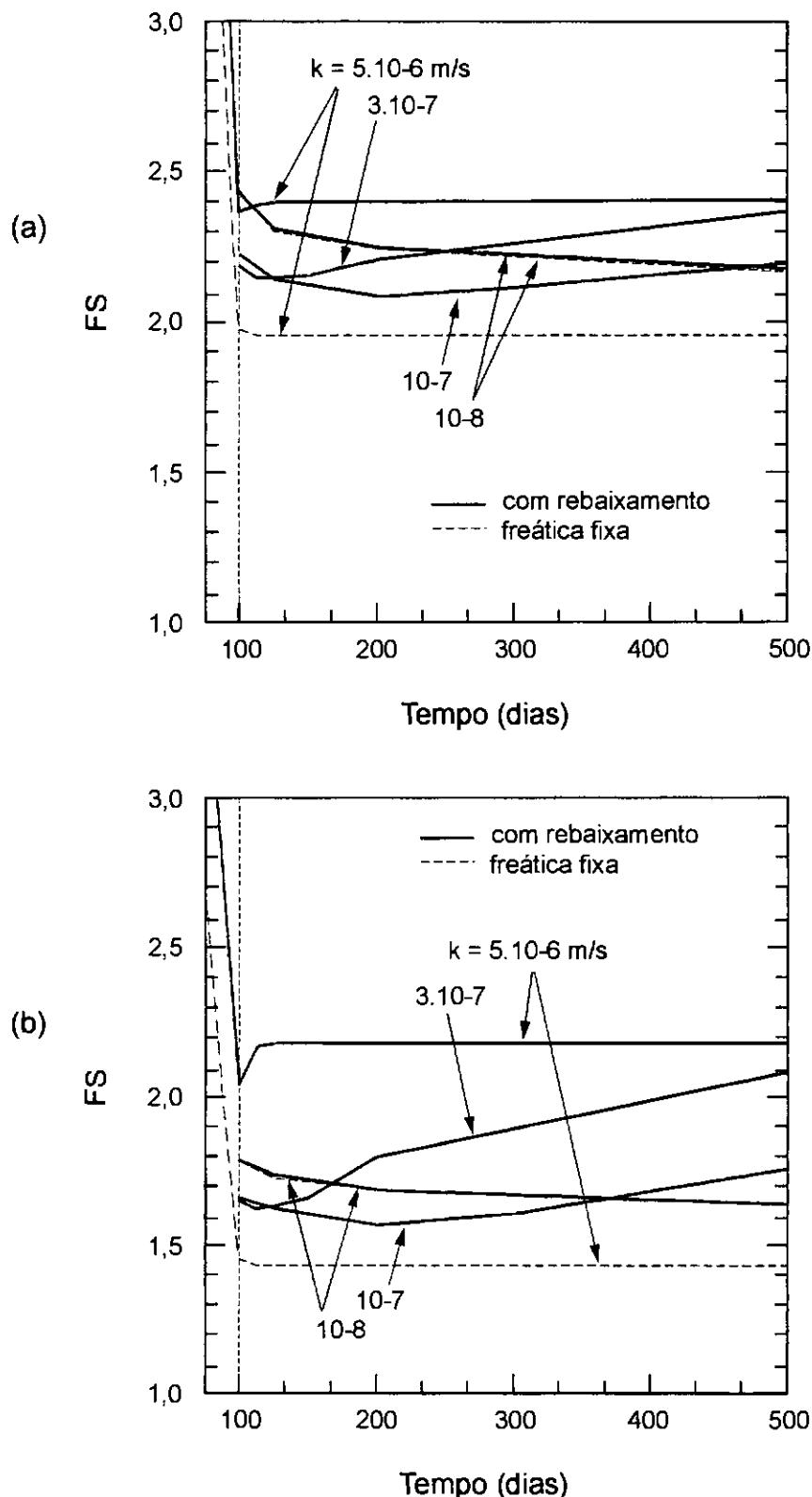


Fig. VII.36: Evolução do FS no tempo para diferentes permeabilidades e solo elástico menos rígido, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

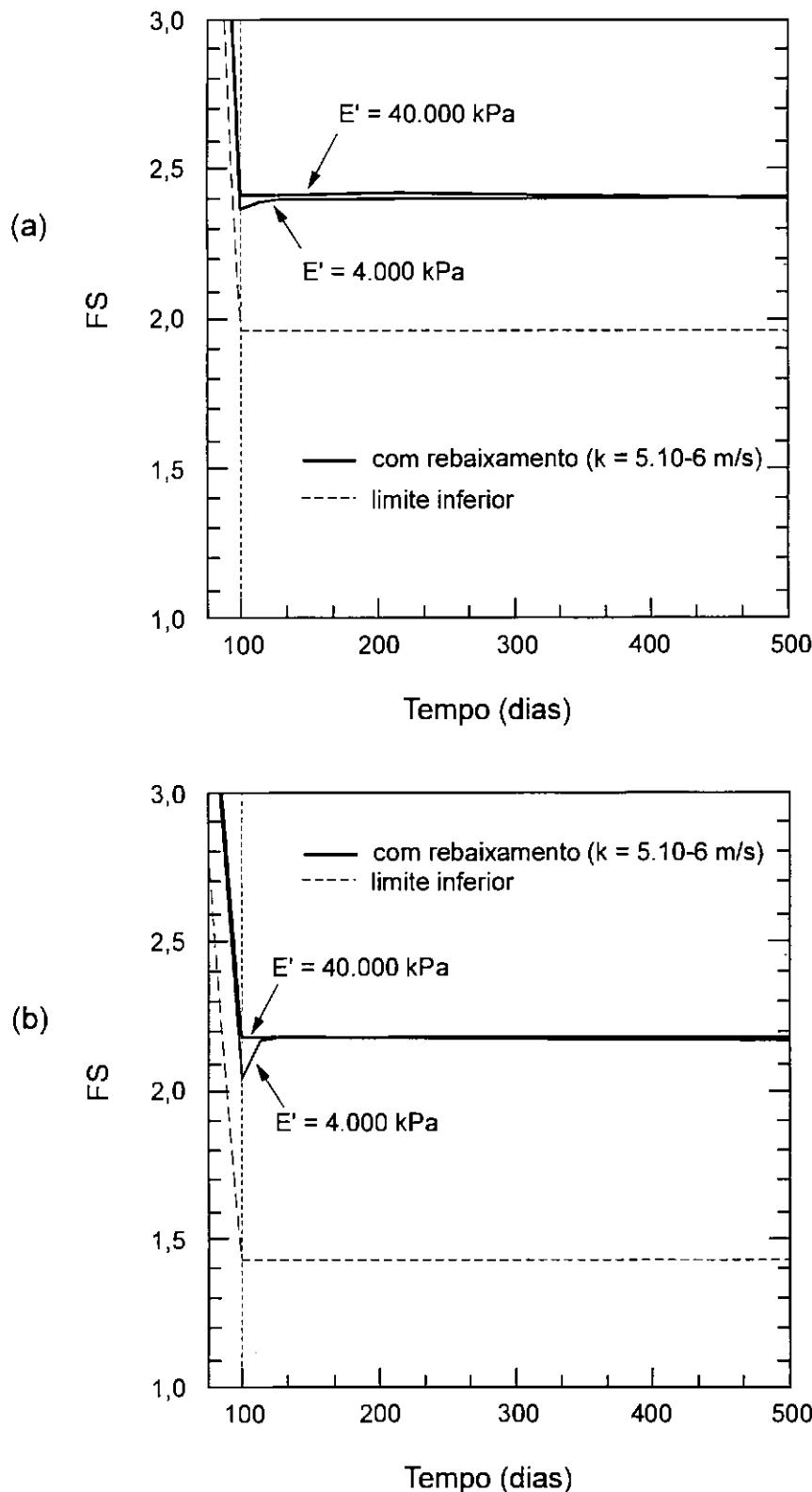


Fig. VII.37: Comparação da evolução do FS no tempo para $k = 5.10^{-6}$ m/s e diferentes módulos de deformabilidade E' , considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

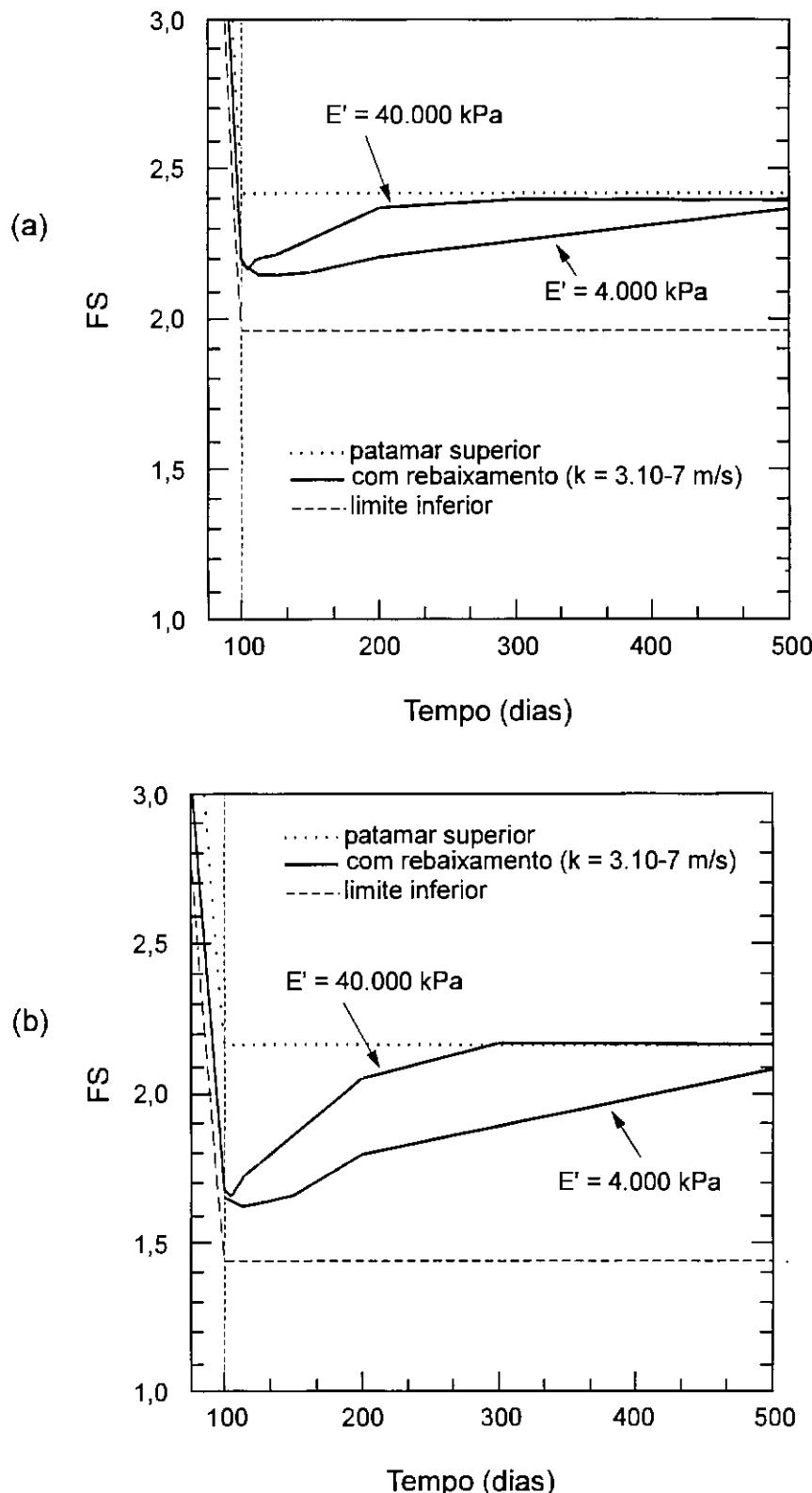


Fig. VII.38: Comparação da evolução do FS no tempo para $k = 3.10^{-7}$ m/s e diferentes módulos de deformabilidade E' , considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

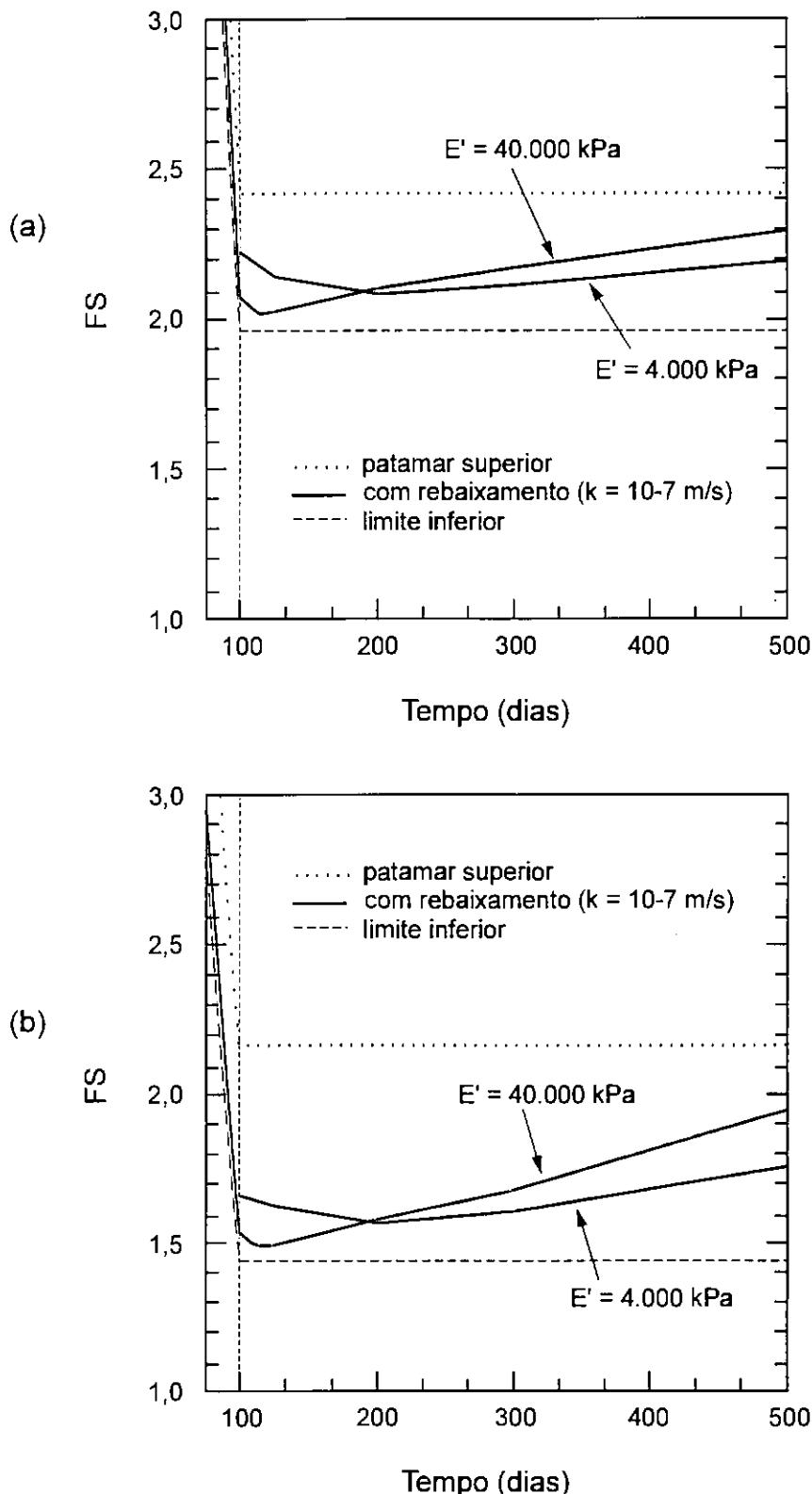


Fig. VII.39: Comparação da evolução do FS no tempo para $k = 10^{-7} \text{ m/s}$ e diferentes módulos de deformabilidade E' , considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

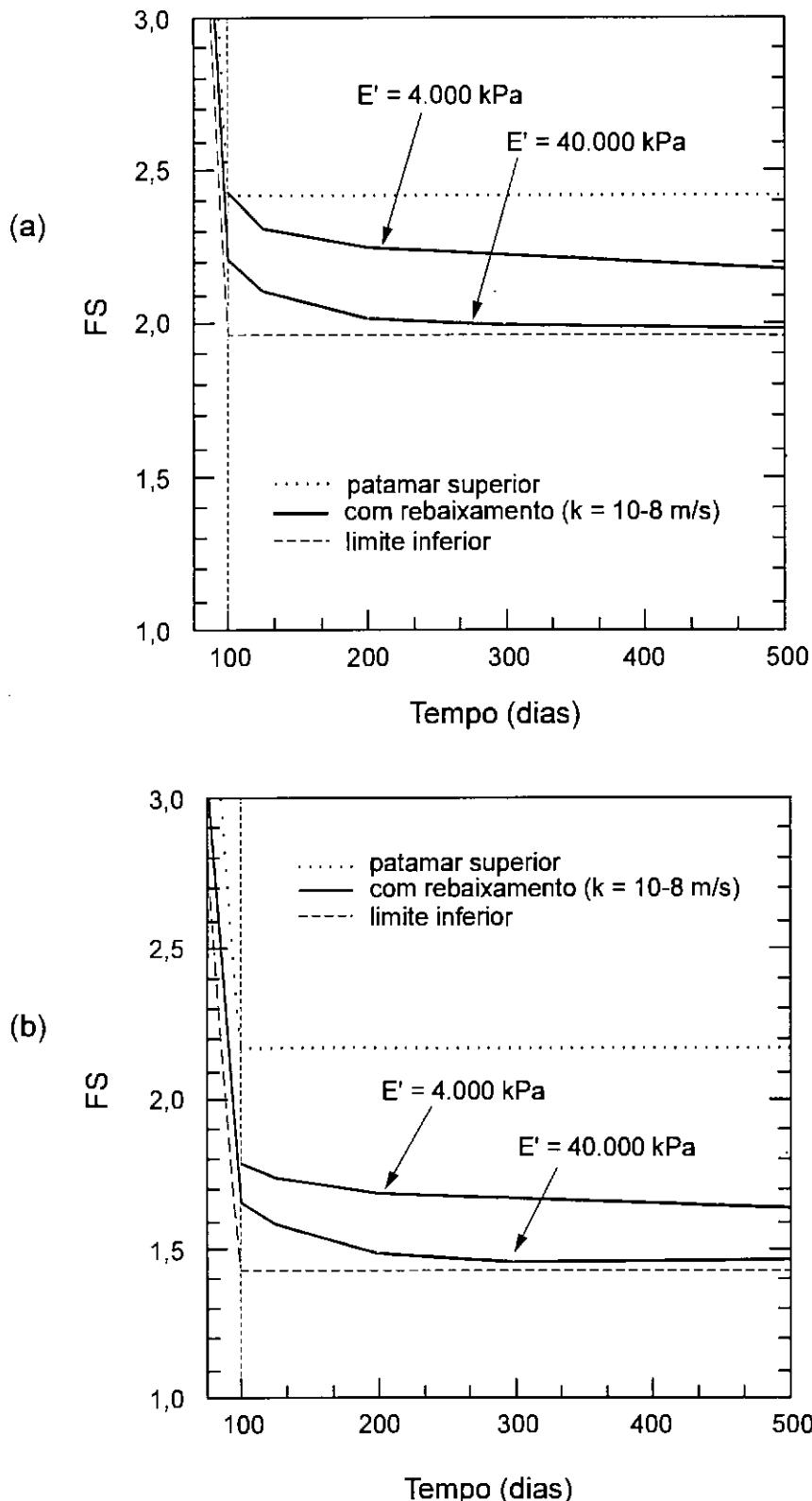


Fig. VII.40: Comparação da evolução do FS no tempo para $k = 10^{-8} \text{ m/s}$ e diferentes módulos de deformabilidade E' , considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

VII.4.6 Efeito da modelagem elasto-plástica

A fig. VII.41 apresenta os resultados das análises efetuadas considerando solo elasto-plástico (segundo o modelo CamClay Modificado e admitindo solo inicialmente ligeiramente sobredensado, vide item VII.3.2). Estes resultados se referem às análises C1, C2, C4, C6, C7 e C11 do quadro VII.2. Conforme descrito no item VII.3.3, neste estudo o solo é diferenciado apenas na modelagem do comportamento tensão-deformação considerada no programa CRISP, sendo os parâmetros de resistência utilizados na análise de estabilidade com o programa AROFU os mesmos apresentados no quadro VII.1. Portanto, em termos de estabilidade, as particularidades das análises elasto-plásticas em relação às elásticas são devidas apenas aos efeitos oriundos das deformações volumétricas e aos efeitos de dilatância (no sentido de acoplamento entre deformações cisalhantes e variação de poropressão), ambos com influência na distribuição de poropressão na massa de solo.

Observa-se nas figs. VII.41a e 41b que a variação de FS segue um padrão semelhante ao obtido considerando solo elástico, figs. VII.26 e VII.27, caracterizando o mesmo patamar superior e respeitando o mesmo limite inferior.

As figs. VII.42 a VII.46 compararam diretamente os resultados das análises considerando solo elástico e solo elasto-plástico. Coincidentes para $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, fig. VII.42, estes resultados se diferenciam para permeabilidades menores. As figs. VII.43 a VII.46 caracterizam uma tendência de retardo da evolução do FS para o solo elasto-plástico em relação ao elástico, retardo este acompanhado de FS mínimos inferiores ao longo do tempo durante o período considerado nas análises (500 dias).

VII.4.7 Influência do comprimento da ficha

Os resultados apresentados até aqui foram obtidos considerando um comprimento de ficha de 3 m ao final da escavação. As figs. VII.47 e VII.48 apresentam resultados de análises considerando a redução da ficha ou mesmo a inexistência desta. As análises foram conduzidas modelando-se o solo como elasto-plástico e com permeabilidade $k = 10^{-7}$ m/s. Estes resultados se referem às análises A1, D1, E1 e F1 do quadro VII.2.

A comparação da evolução de FS no tempo para diferentes comprimentos de ficha levando-se em conta a resistência da zona F, fig. VII.47a, indica uma redução de FS com a redução da ficha. Entretanto, desconsiderando-se a resistência da zona F, fig. VII.47b, as análises revelam a ocorrência de um mínimo para FS para uma ficha de comprimento igual a 2 m. Este comportamento é explicado pela variação da configuração de fluxo com o comprimento de ficha, configuração que se torna mais crítica para uma ficha igual a 2 m. A fig. VII.48 ilustra a convergência para a condição sem ficha quando grupam-se as análises considerando ou não a resistência da zona F à medida que a ficha é reduzida.

A análise elasto-plástica através do programa CRISP permite a identificação da região do solo que sofreu plastificação, ou seja, os elementos da massa de solo que atingiram condição de escoamento segundo o modelo Camclay Modificado. As figs VII.49 a VII.52 apresentam a evolução da região plastificada no decorrer da escavação (para os tempos de 50, 75 e 100 dias) e para 25 dias após a escavação (125 dias), considerando o solo com permeabilidade $k = 10^{-7}$ m/s (análise C1 no quadro VII.2). Observa-se um aumento da região plastificada com o progresso da escavação, e mesmo após o fim da mesma devido à dissipação de poropressão. Os correspondentes fatores de segurança à ruptura de fundo, obtidos pelo programa AROFU (quadro VII.3), são apresentados entre colchetes nas legendas de cada figura, respectivamente considerando e não considerando a resistência da zona F.

Nas figs. VII.52 a VII.55 são comparadas as regiões de plastificação para as análises considerando diferentes comprimentos de ficha (referentes ao tempo de 125 dias, 25 dias após o fim da escavação), análises C1, D1, E1 e F1 do quadro VII.2. Os resultados denotam a importância da ficha no sentido de restringir a plastificação e garantir a estabilidade do fundo da escavação.

VII.4.8 Influência da velocidade de escavação

Na fig. VII.56 são apresentados os resultados obtidos considerando uma velocidade de escavação 10 vezes maior, ou seja, escavação realizada em 10 dias (2 m/dia) e não em 100 dias (0,2 m/dia) conforme considerado nas análises até aqui apresentadas. Estes resultados se referem às análises A15, A16 e A17 do quadro VII.2.

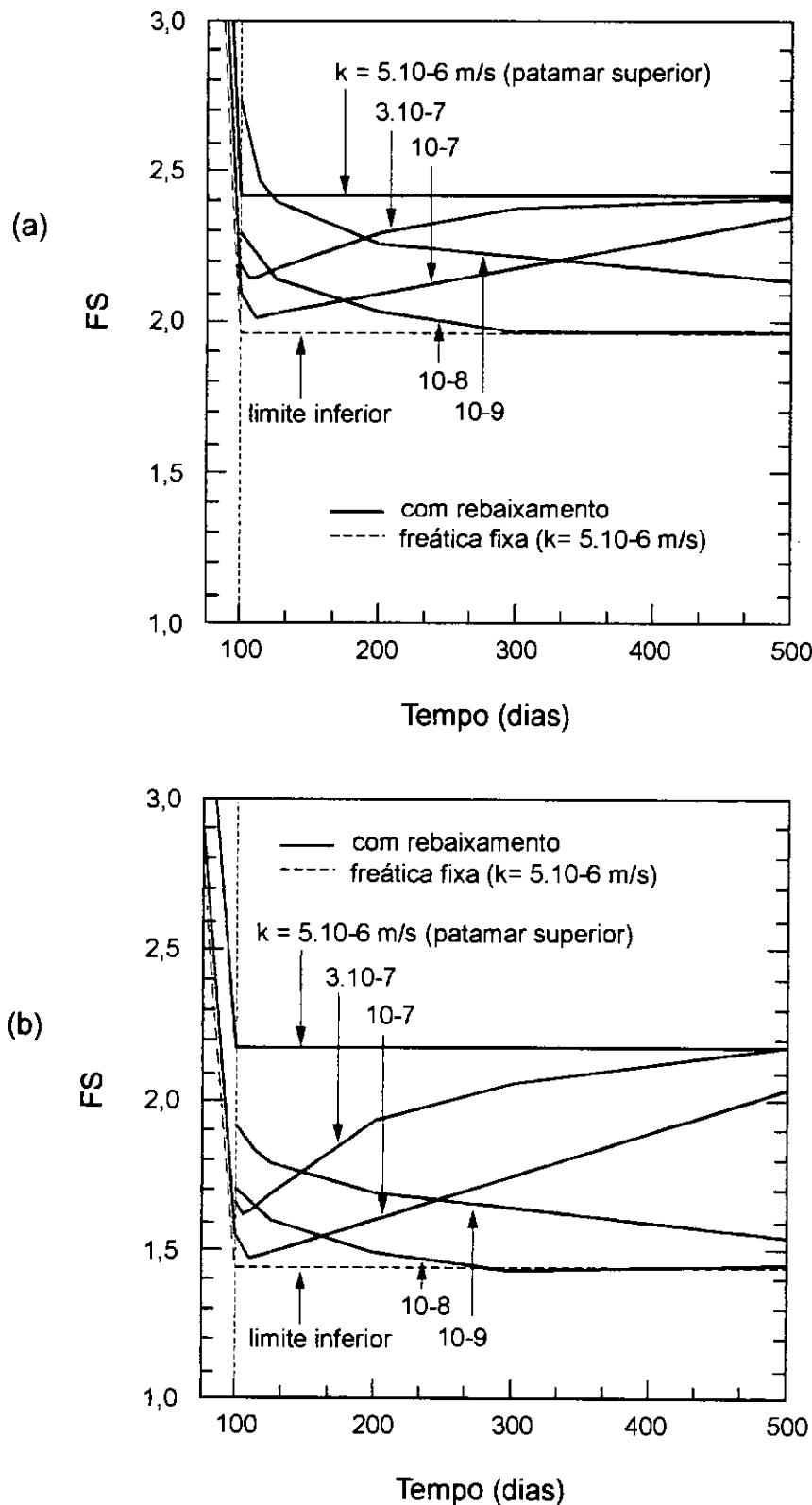


Fig. VII.41: Evolução do FS no tempo para diferentes permeabilidades e solo elasto-plástico, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

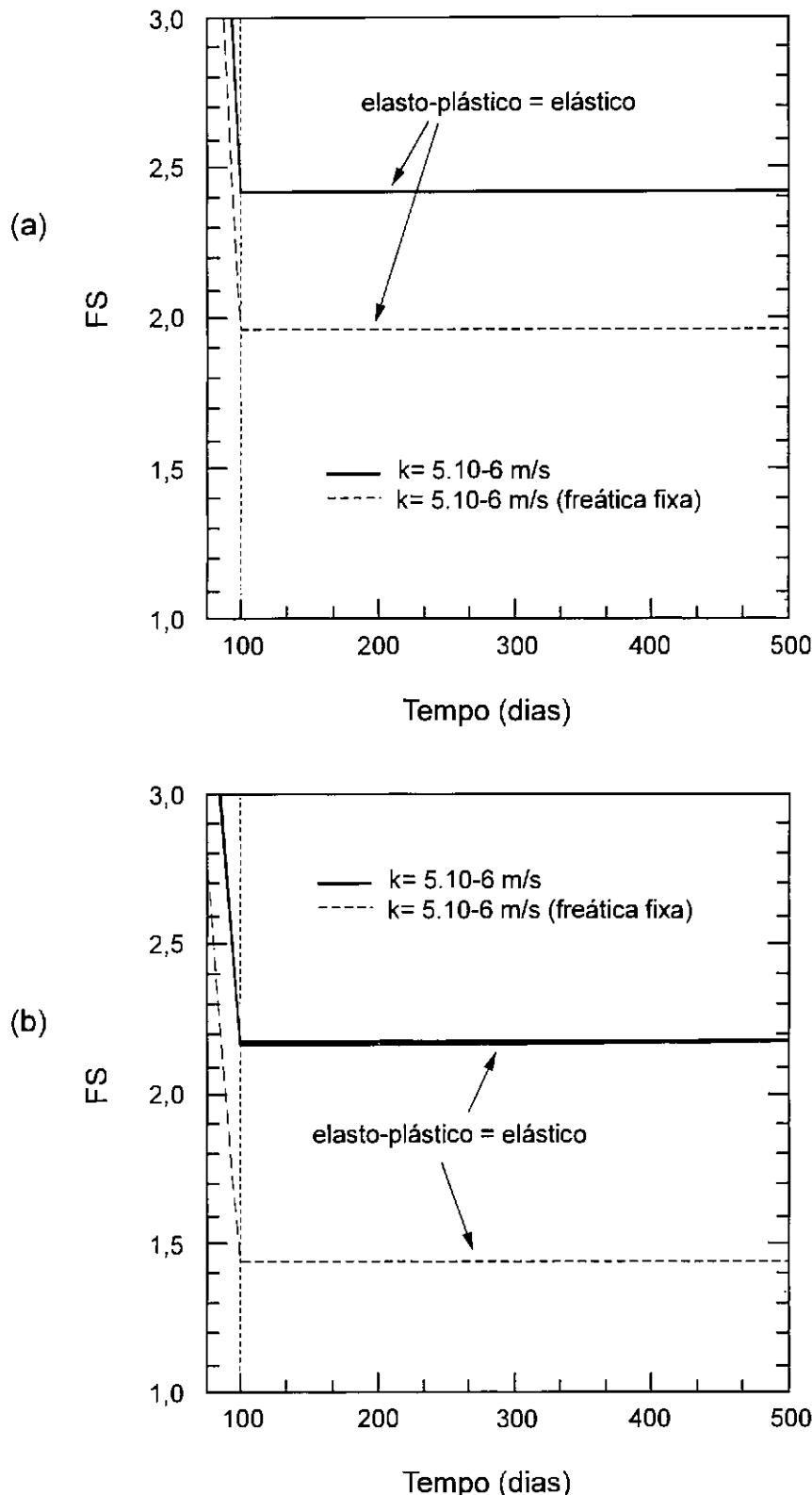


Fig. VII.42: Comparação da evolução do FS no tempo para solo elasto-plástico e elástico, $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

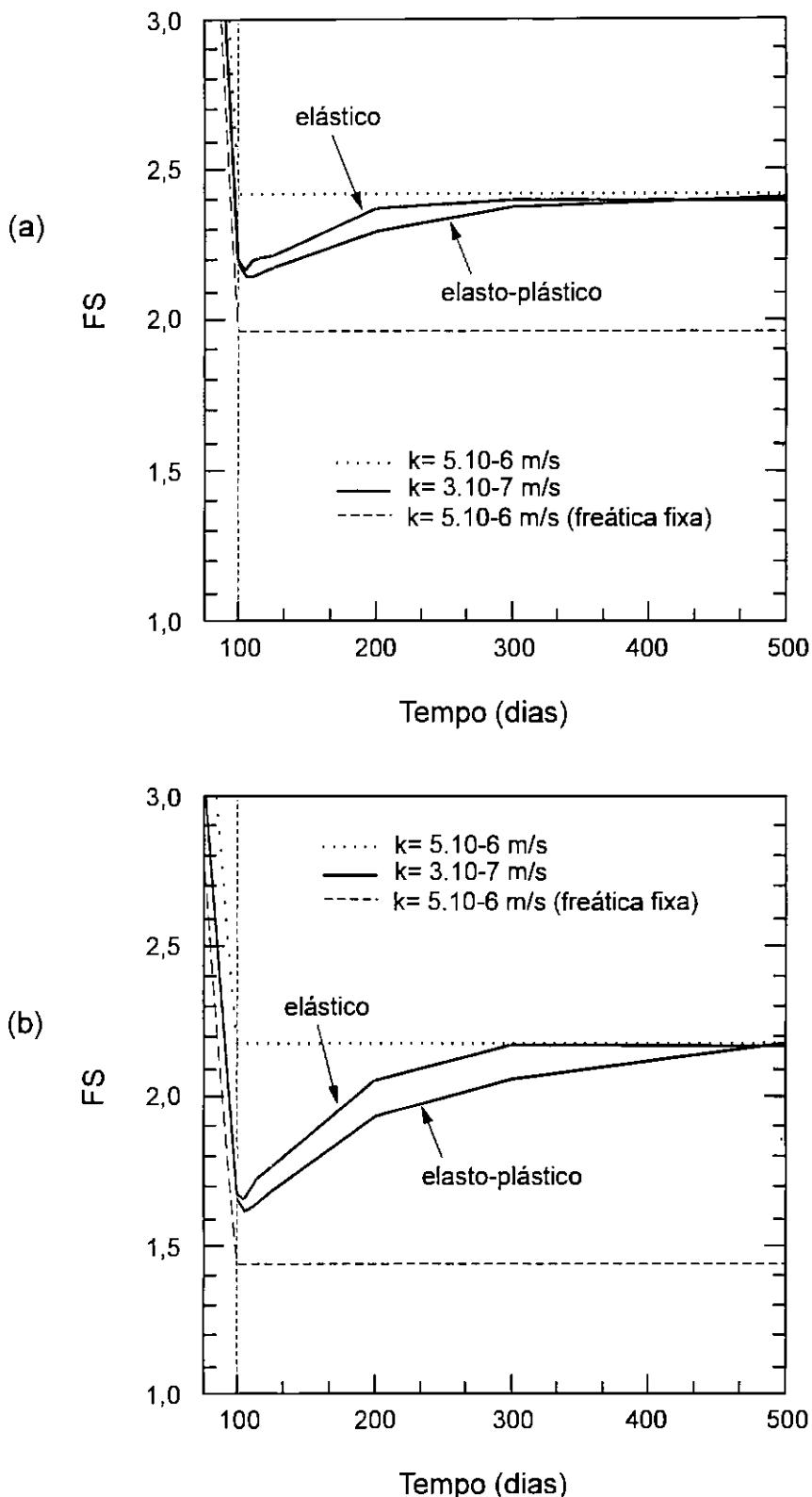


Fig. VII.43: Comparação da evolução do FS no tempo para solo elasto-plástico e elástico, $k = 3 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

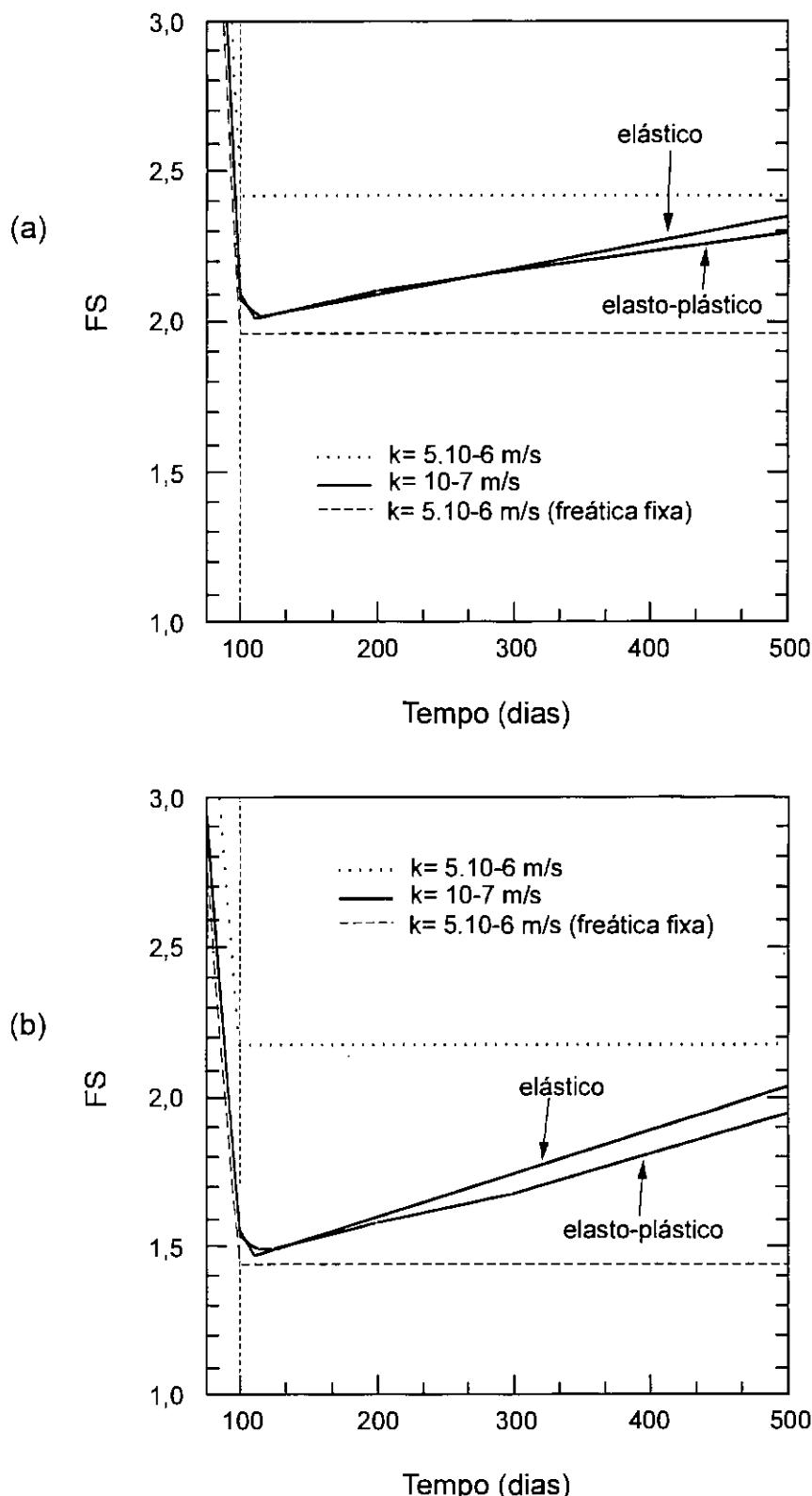


Fig. VII.44: Comparação da evolução do FS no tempo para solo elasto-plástico e elástico, $k = 10^{-7} \text{ m/s}$, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

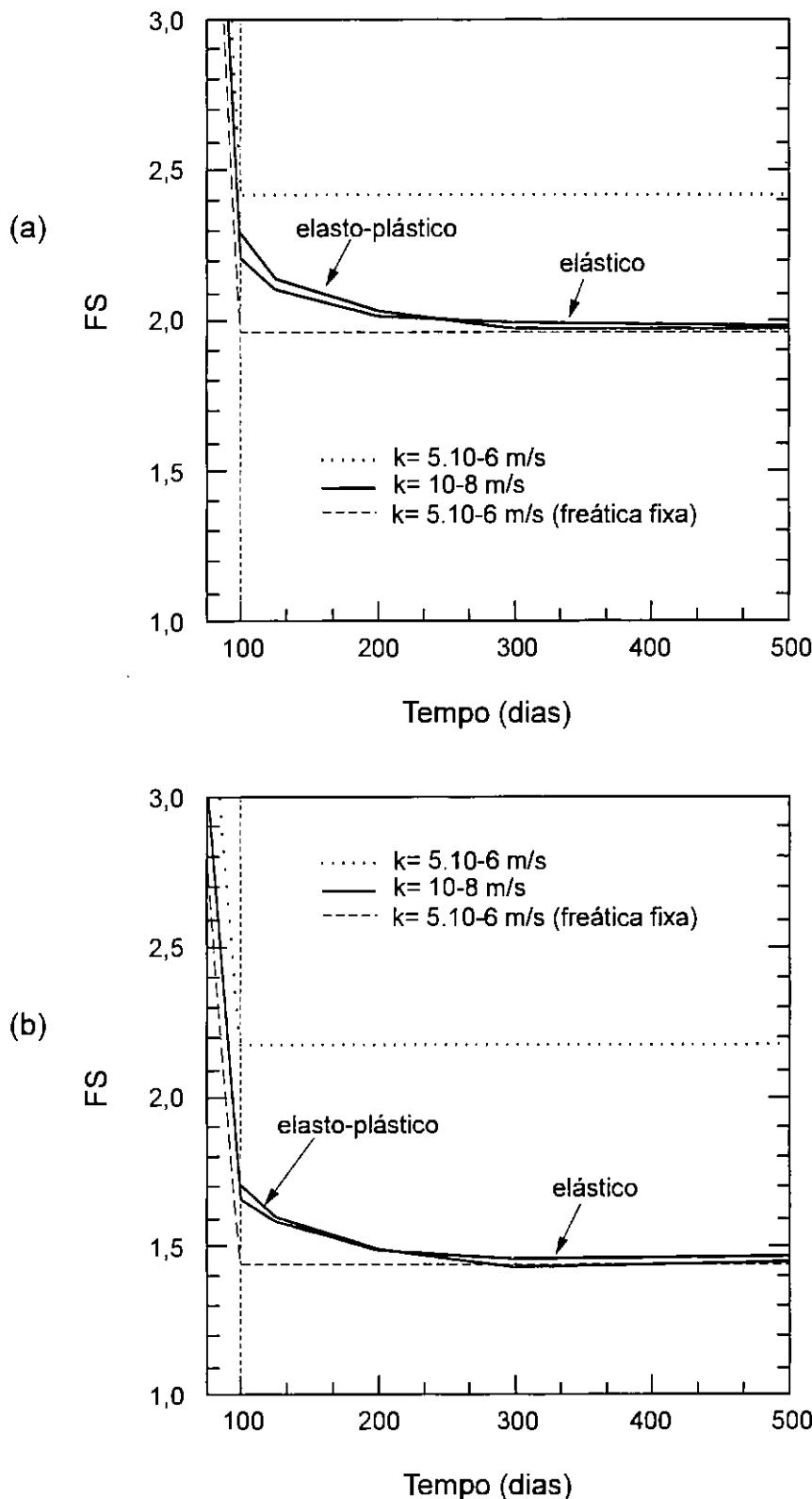


Fig. VII.45: Comparação da evolução do FS no tempo para solo elasto-plástico e elástico, $k = 10^{-8} \text{ m/s}$, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

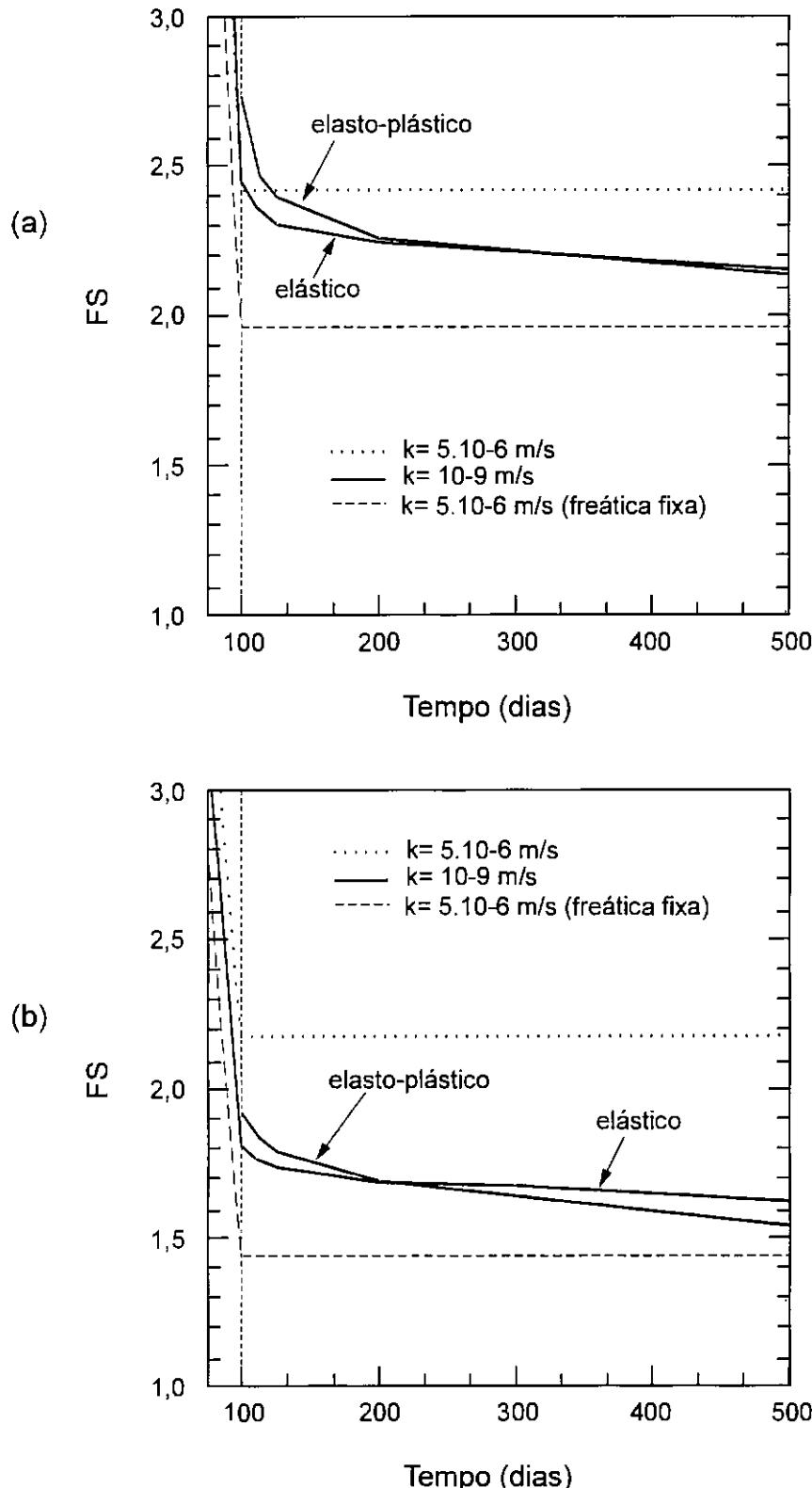


Fig. VII.46: Comparação da evolução do FS no tempo para solo elasto-plástico e elástico, $k = 10^{-9} \text{ m/s}$, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

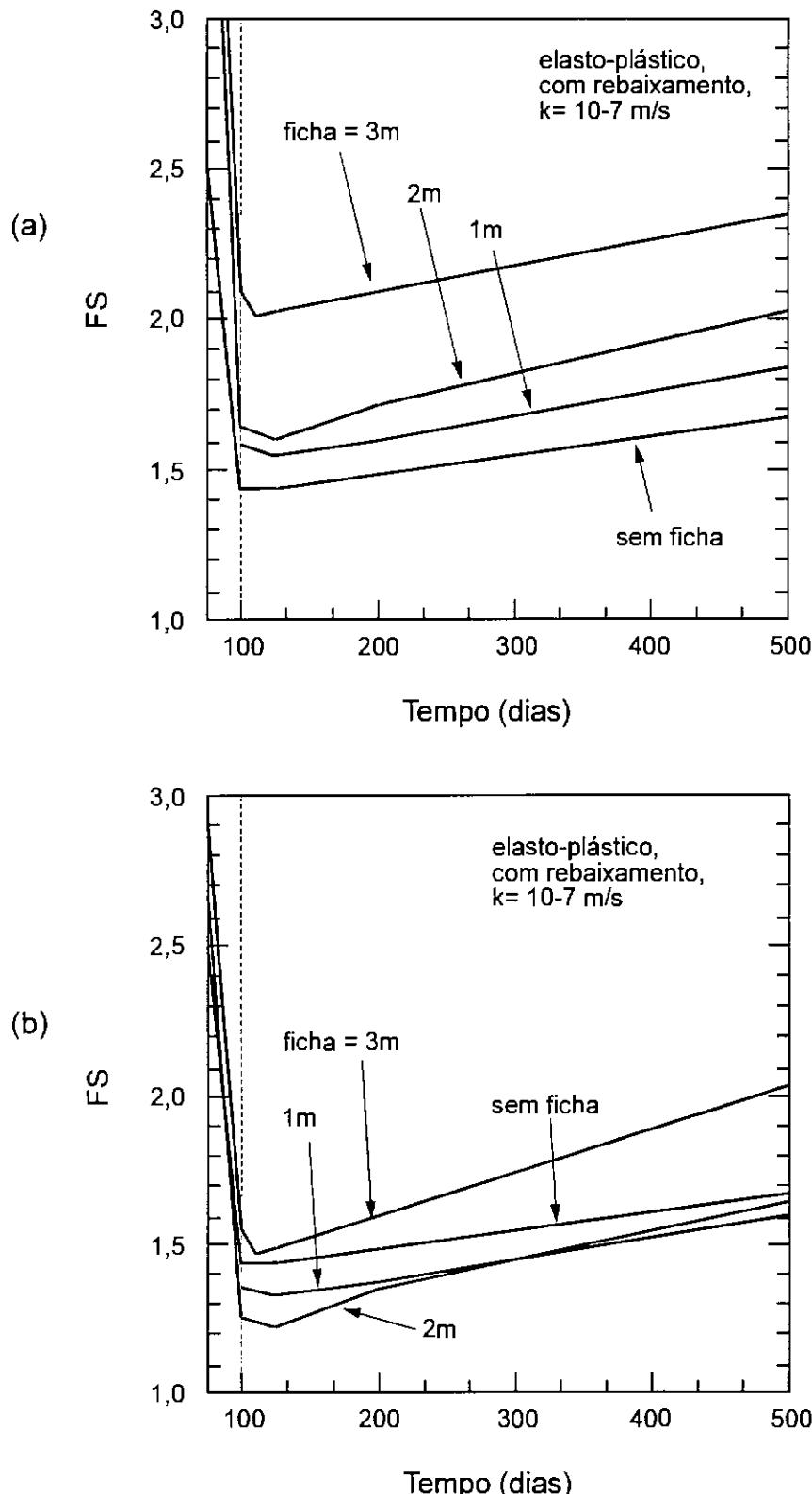


Fig. VII.47: Evolução do FS no tempo para diferentes comprimentos de ficha, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

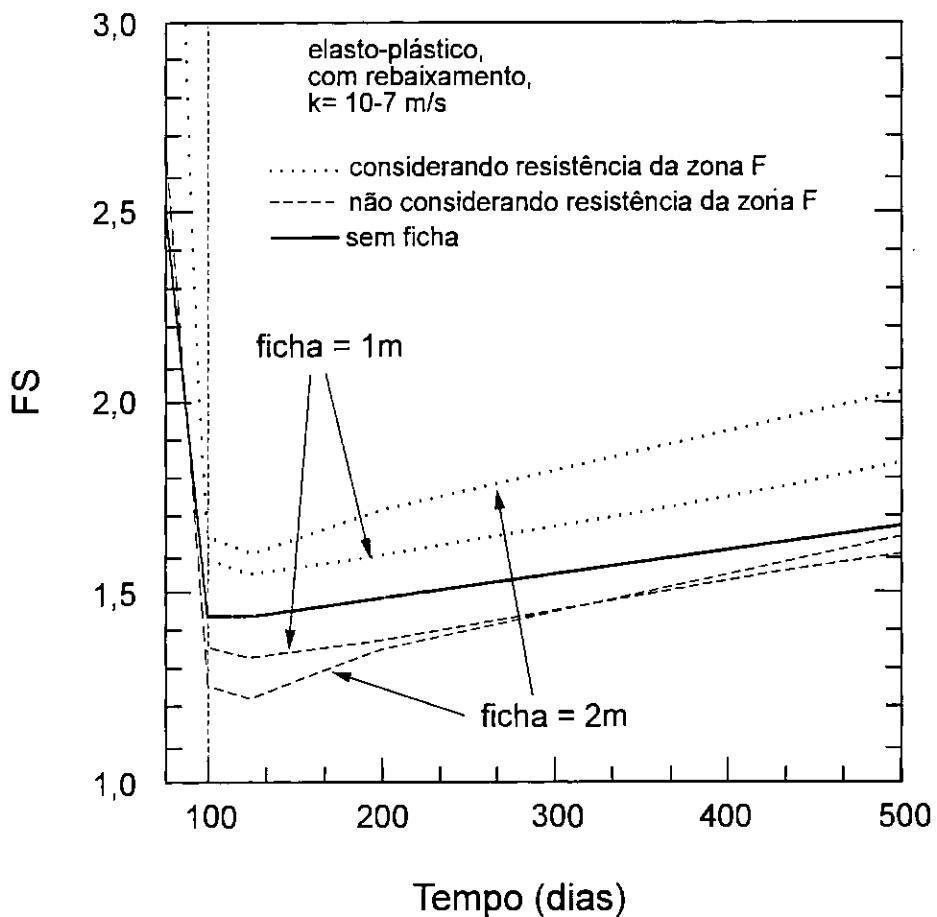


Fig. VII.48: Evolução do FS no tempo para comprimento de ficha menor ou igual a 2 m (solo elasto-plástico, $k = 10^{-7} \text{ m/s}$), considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

LC

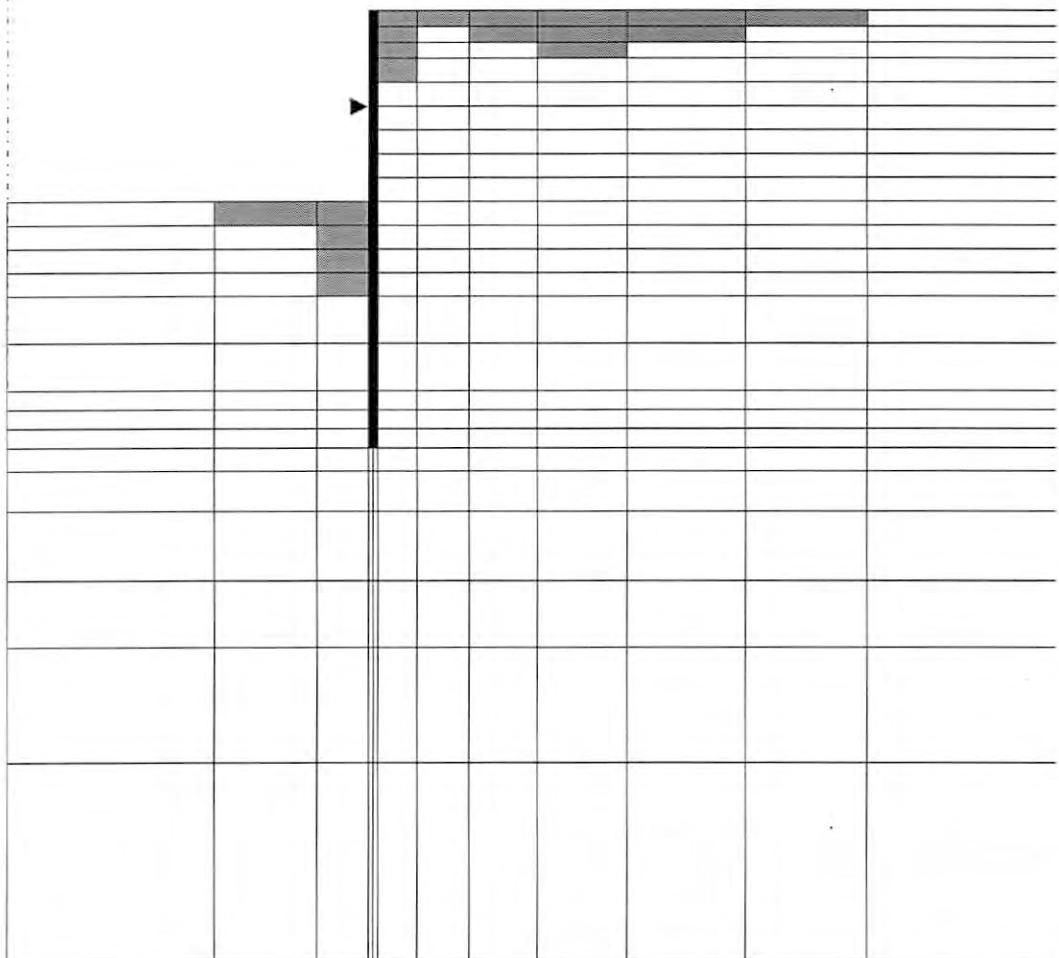


Fig. VII.49: Região de plastificação, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, tempo de análise = 50 dias, comprimento de ficha igual a 3m. [FS não disponível]

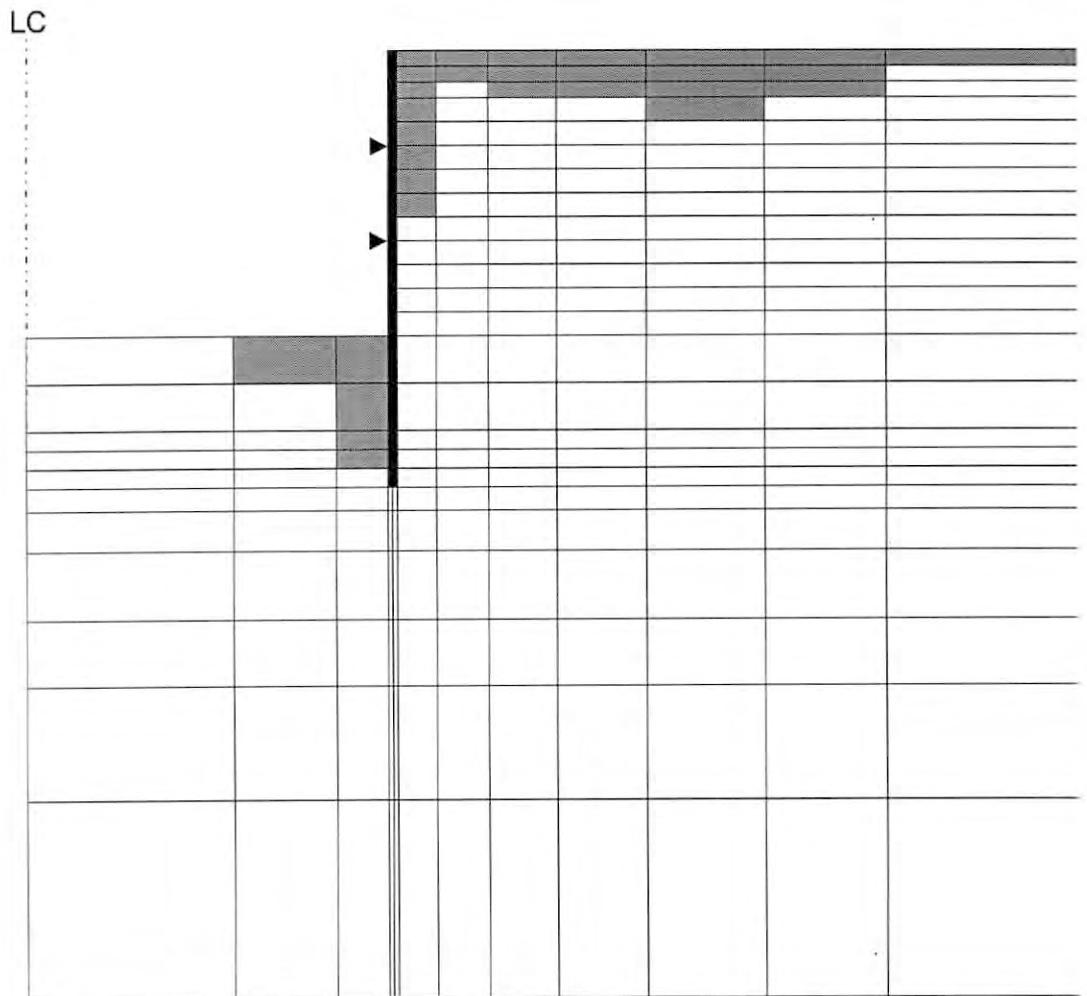


Fig. VII.50: Região de plastificação, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, tempo de análise = 75 dias, comprimento de ficha igual a 3m. [FS = 4,1 / 2,9]

LC

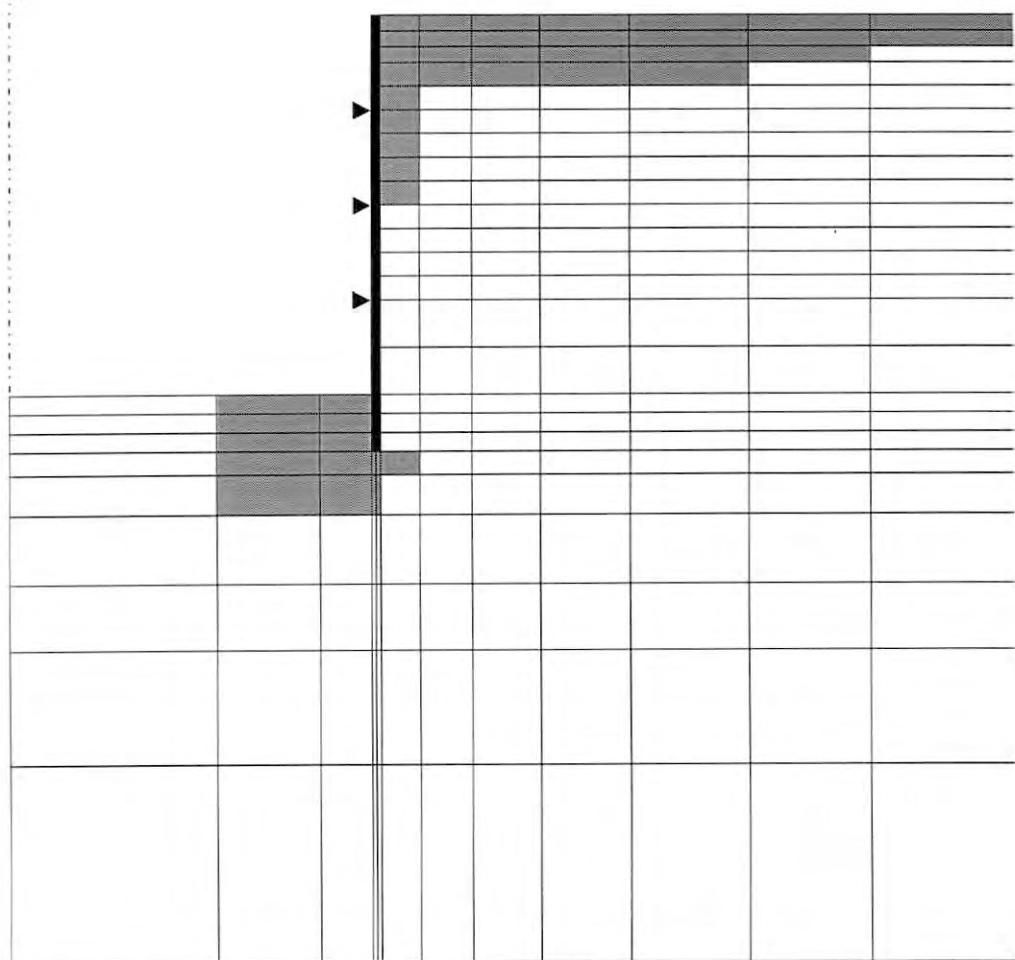


Fig. VII.51: Região de plastificação, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, tempo de análise = 100 dias (final da escavação), comprimento de ficha igual a 3m. [FS = 2,1 / 1,6]

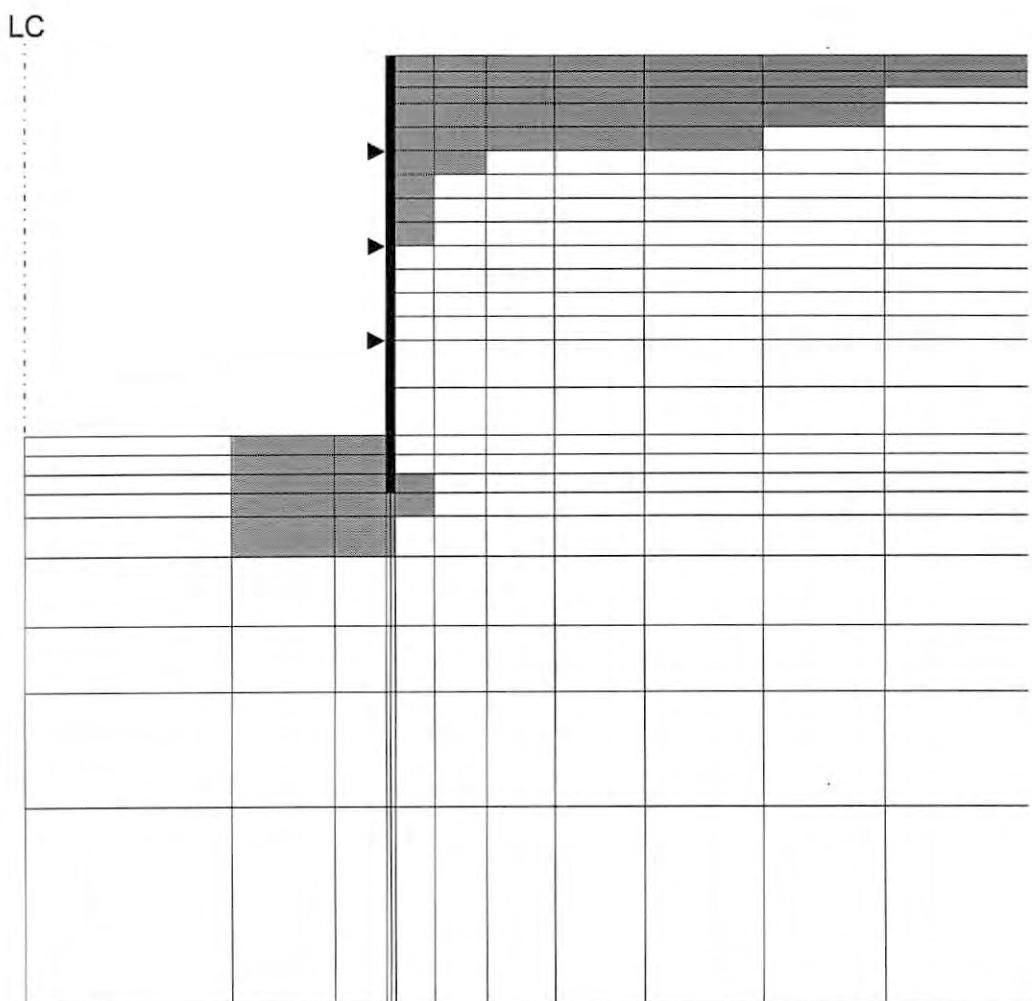


Fig. VII.52: Região de plastificação, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, tempo de análise = 125 dias (25 dias após final da escavação), comprimento de ficha igual a 3m. [FS = 2,0 / 1,5]

LC

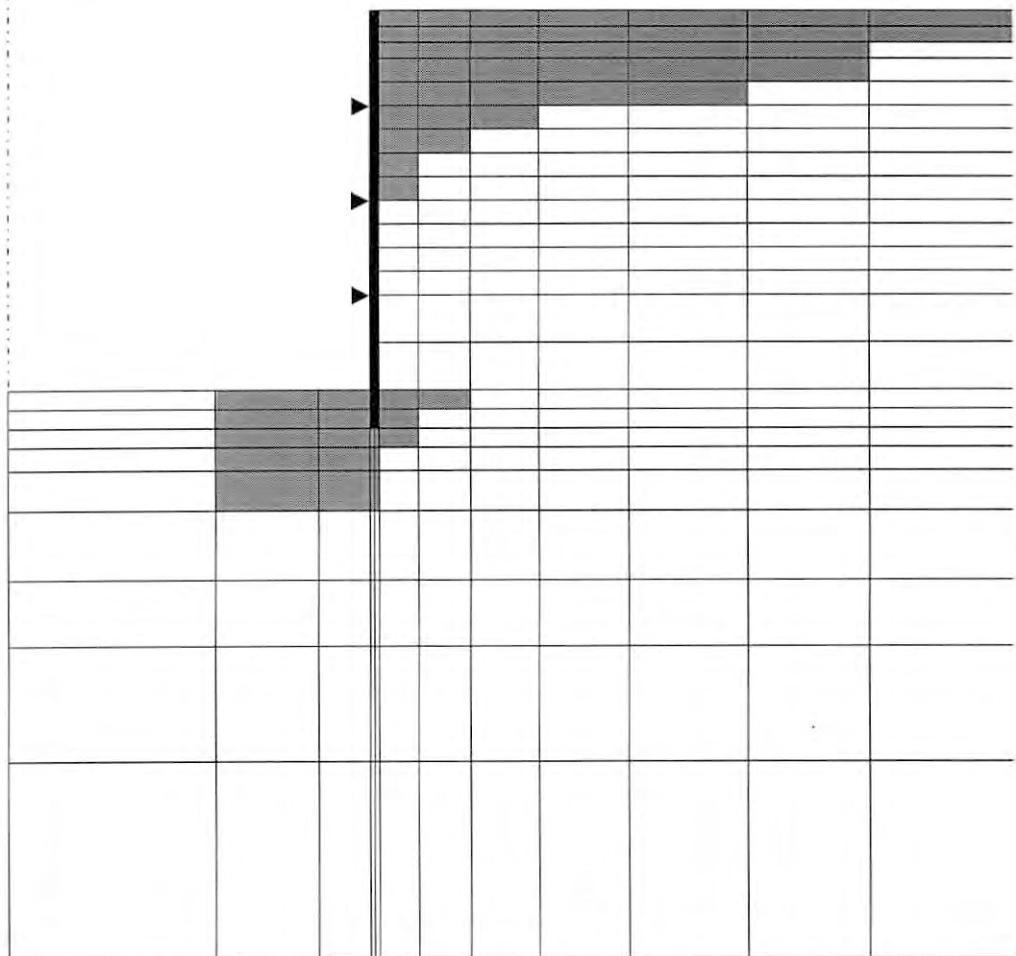


Fig. VII.53: Região de plastificação, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, tempo de análise = 125 dias (25 dias após final da escavação), comprimento de ficha igual a 2m. [FS = 1,6 / 1,2]

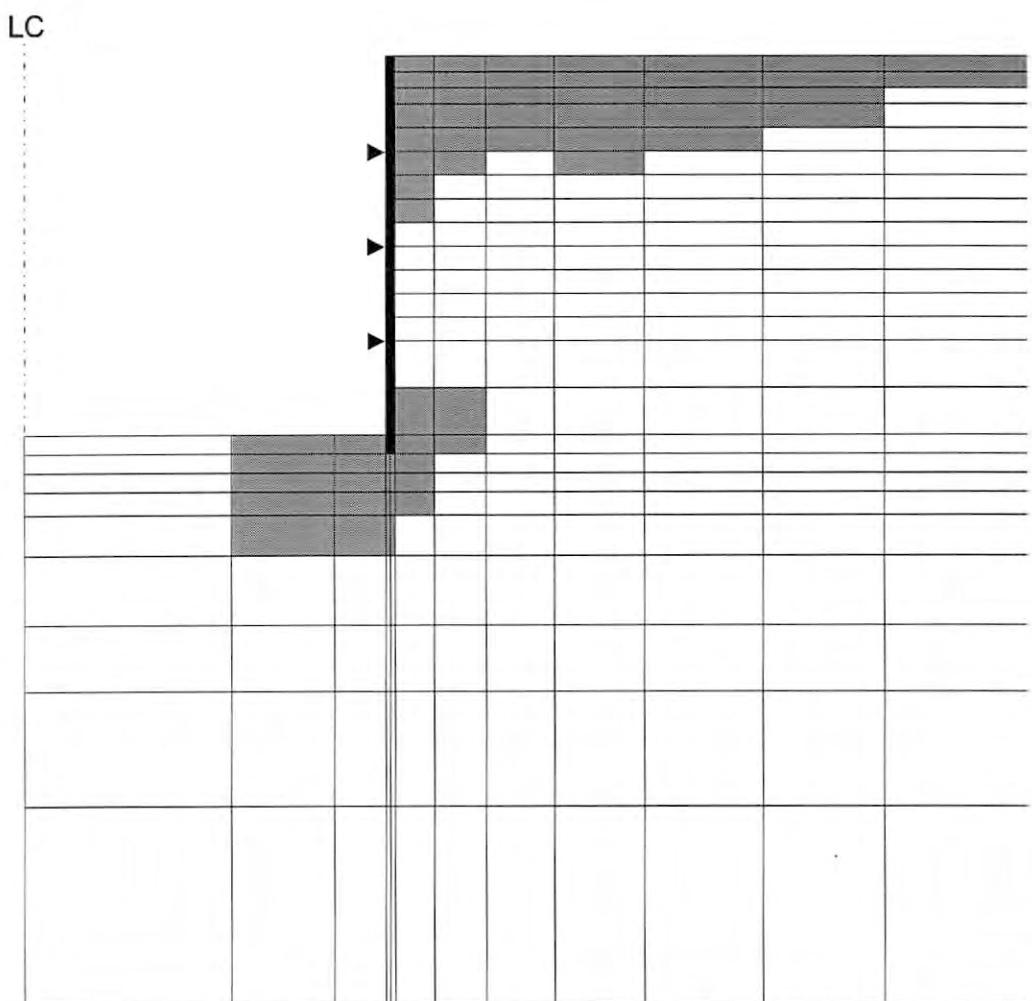


Fig. VII.54: Região de plastificação, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, tempo de análise = 125 dias (25 dias após final da escavação), comprimento de ficha igual a 1m. [FS = 1,5 / 1,3]

LC

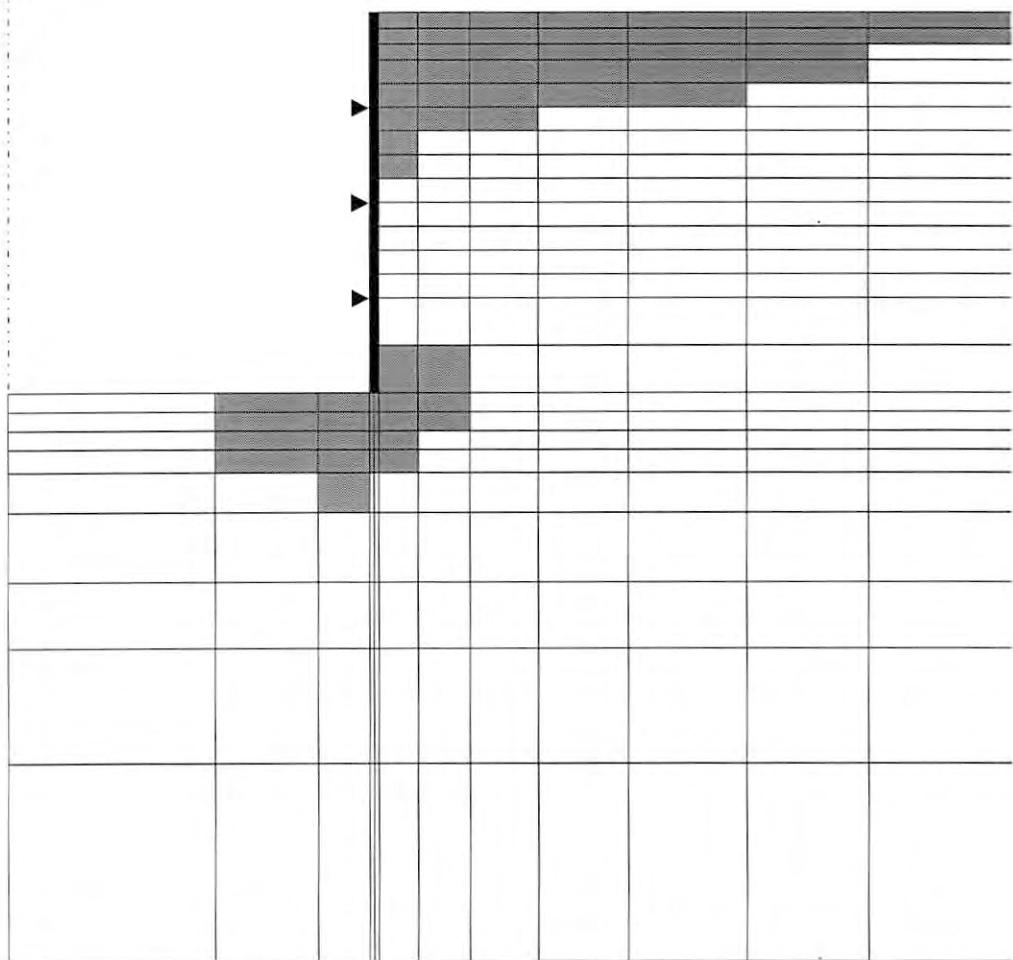


Fig. VII.55: Região de plastificação, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, tempo de análise = 125 dias (25 dias após final da escavação), sem ficha. [FS = 1,4]

Observa-se na fig. VII.56 que a evolução do FS nos 400 dias seguintes ao fim da escavação para três diferentes permeabilidades se enquadra entre o patamar superior e o limite inferior já discutidos, correspondentes a condições drenadas, respectivamente considerando ou não o rebaixamento do nível freático.

Para destacar a influência da velocidade de escavação nas figs. VII.57, VII.58 e VII.59 são comparados diretamente análises considerando escavação realizada em 10 dias e em 100 dias, respectivamente para as permeabilidades $k = 5 \cdot 10^{-7}$, 10^{-7} e 10^{-8} m/s. Observa-se que, no momento correspondente ao final da escavação, uma escavação realizada em 10 dias apresenta o mesmo FS que uma escavação em solo de permeabilidade 10 vezes menor realizada em 100 dias. Entretanto, ao longo do tempo subsequente, a evolução do FS da escavação efetuada em 10 dias tende a seguir a mesma evolução em termos de FS da efetuada em 100 dias em solo com a mesma permeabilidade.

VII.4.9 Caminhos de tensão

As figs. VII.61 a VII.65 apresentam caminhos de tensões totais e efetivas para três diferentes pontos, definidos na fig. VII.60 no plano $s,s':t$, sendo, de acordo com eq. III.3:

$$t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad (\text{VII.4})$$

$$s = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}, \quad s' = s - u \quad (\text{VII.5})$$

Embora limitados por expressarem apenas variações das tensões normais vertical e horizontal e da poropressão, os caminhos no plano $s,s':t$ são normalmente familiares ao engenheiro. Dentre os diversos aspectos notáveis nestes resultados pode-se destacar:

- no decorrer da escavação a variável t assume valores negativos no ponto C, indicando que a direção de tensão principal maior se tornou horizontal (condição passiva);
- a reversão da tendência inicial de alívio de tensão horizontal (redução de s com aumento de t) para o ponto A, provavelmente em função da reação da parede (figs. VII.62 e VII.63);

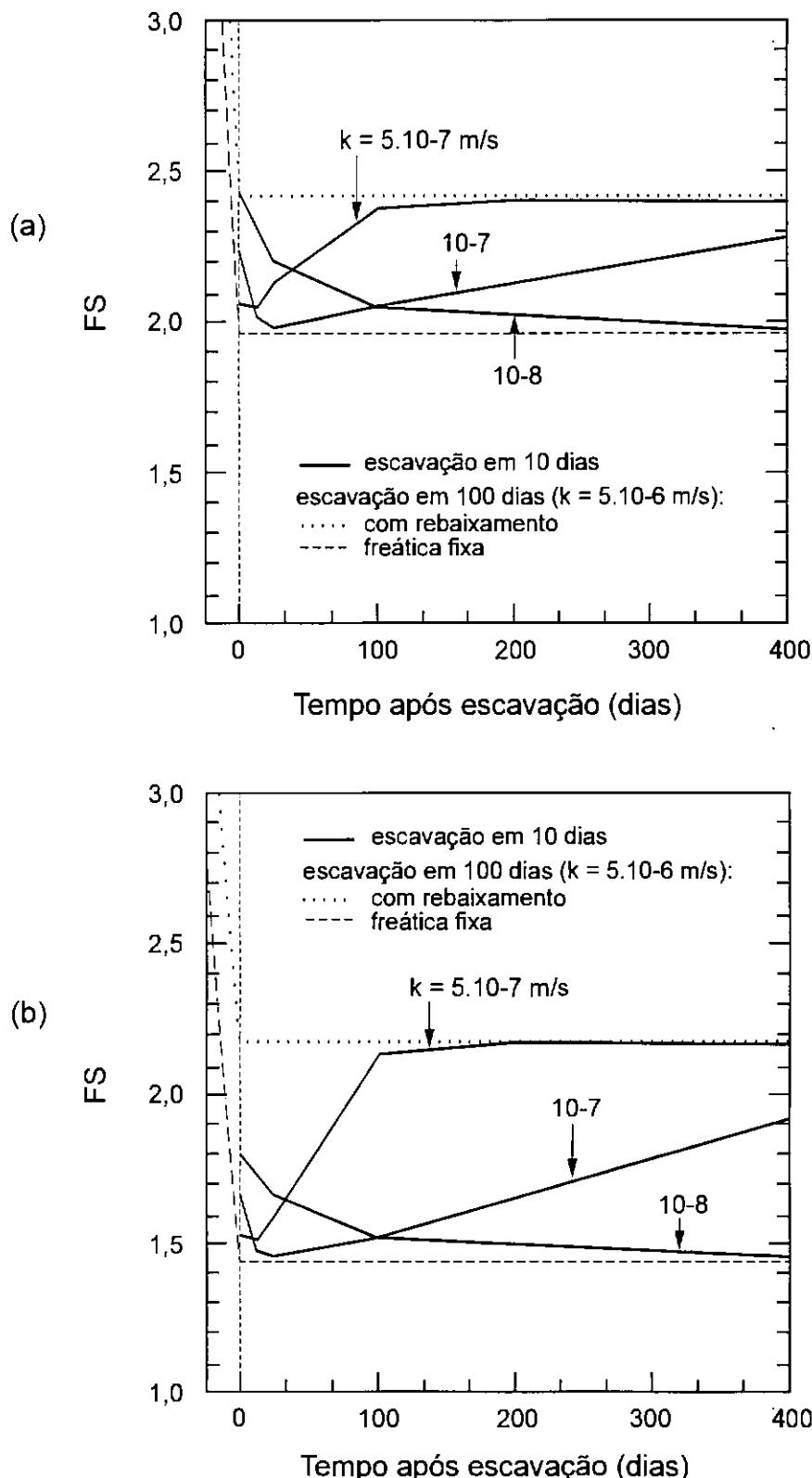


Fig. VII.56: Evolução do FS no tempo para escavação realizada em 10 dias, para diferentes permeabilidades e solo elástico, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

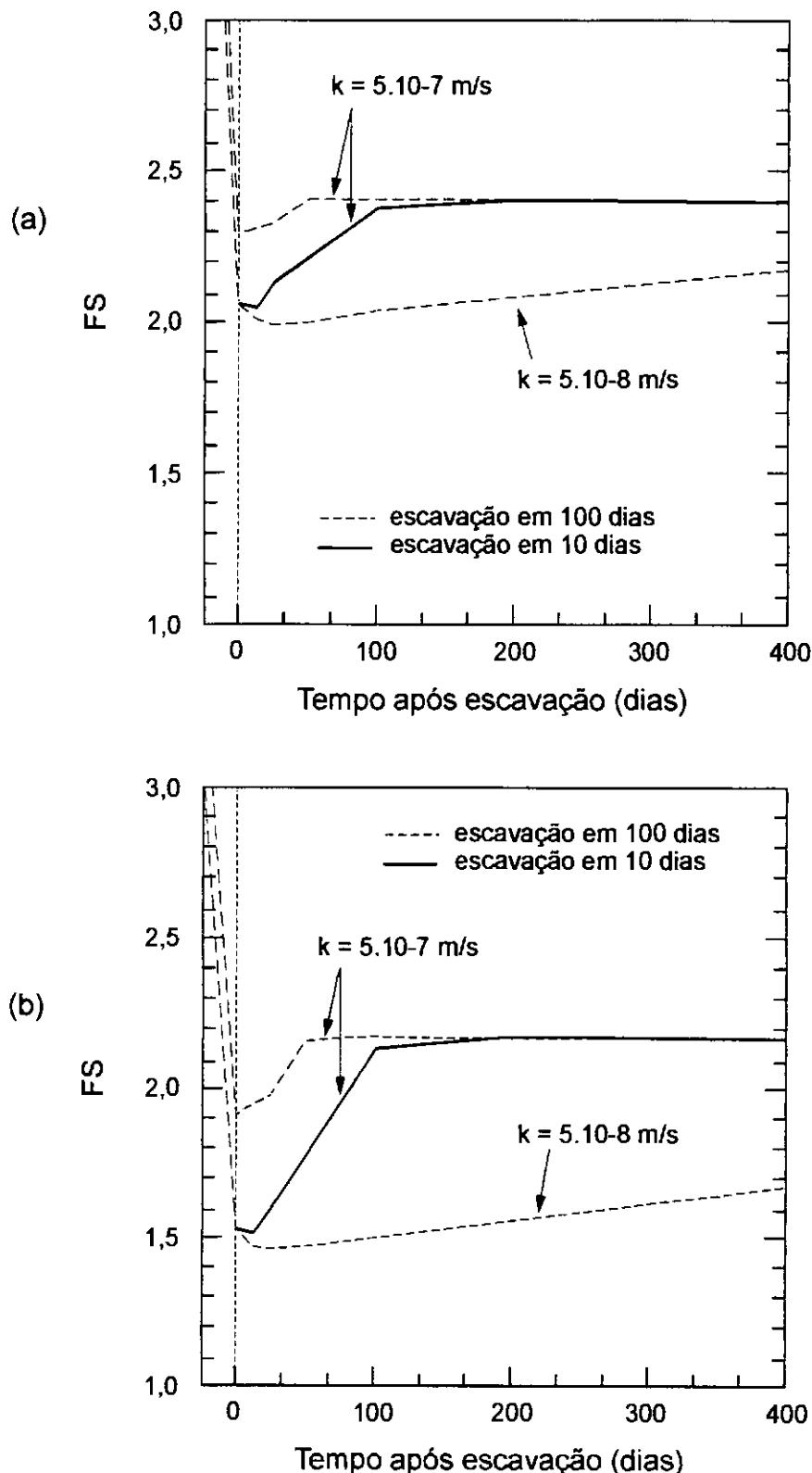


Fig. VII.57: Comparação da evolução do FS no tempo para escavação realizada em 10 dias (solo elástico, $k = 5.10^{-7}$ m/s) com a evolução do FS para escavação realizada em 100 dias, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

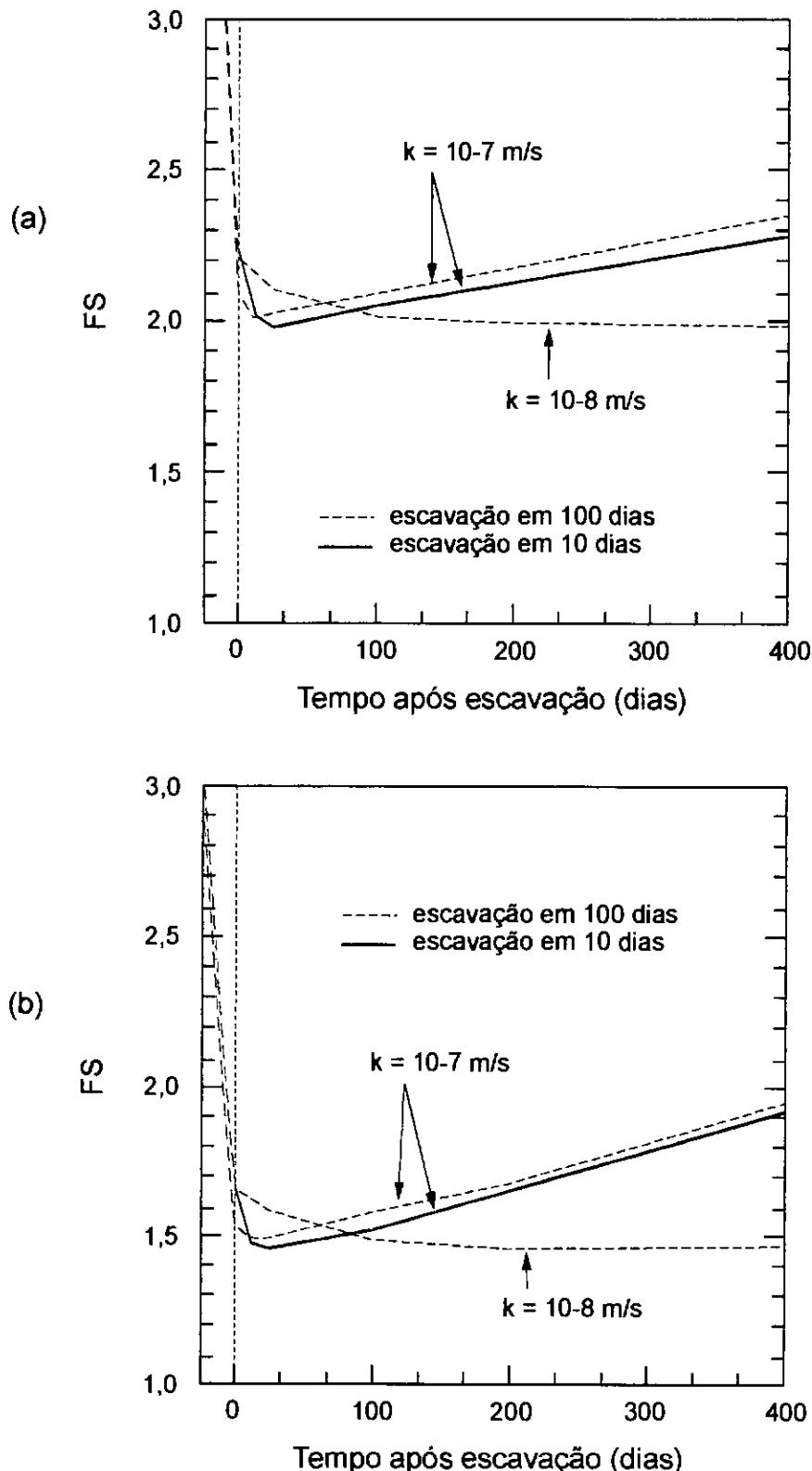


Fig. VII.58: Comparação da evolução do FS no tempo para escavação realizada em 10 dias (solo elástico, $k = 10^{-7} \text{ m/s}$) com a evolução do FS para escavação realizada em 100 dias , considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

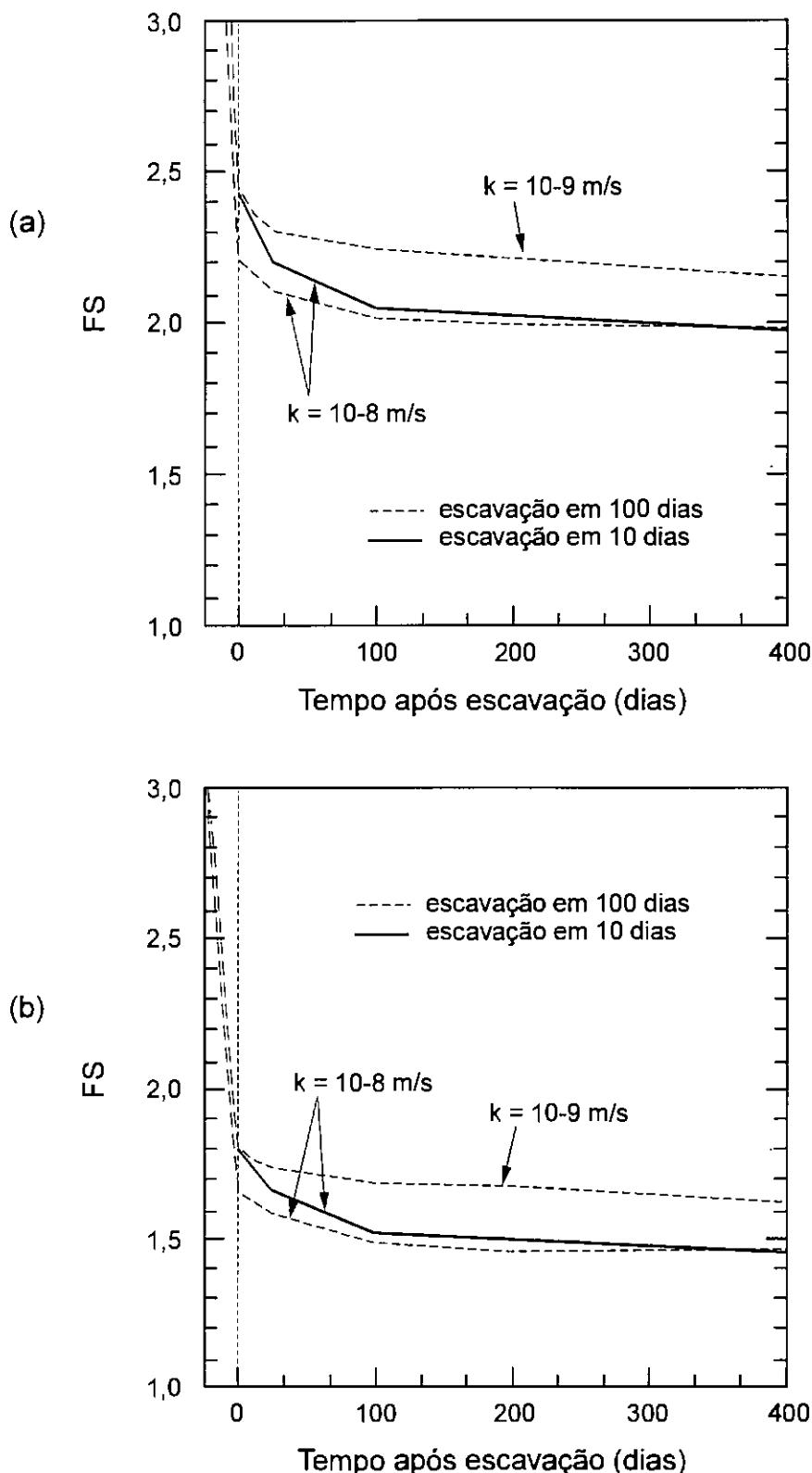


Fig. VII.59: Comparação da evolução do FS no tempo para escavação realizada em 10 dias (solo elástico, $k = 10^{-8} \text{ m/s}$) com a evolução do FS para escavação realizada em 100 dias, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

- estado de tensões efetivas praticamente coincidente com o de tensões totais para o ponto A ao final da análise (500 dias) quando permitido o rebaixamento com $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, indicando que a nova superfície freática apresenta-se próxima a este ponto (fig. VII.63a);
- no período inicial da escavação observa-se para o ponto C um comportamento típico de condição não drenada (variação de t com s' constante) para uma baixa permeabilidade ($k = 10^{-8}$ m/s), o qual provavelmente perdura enquanto a fronteira drenante esteve suficientemente distante (fig. VII.62b e VII.63b).

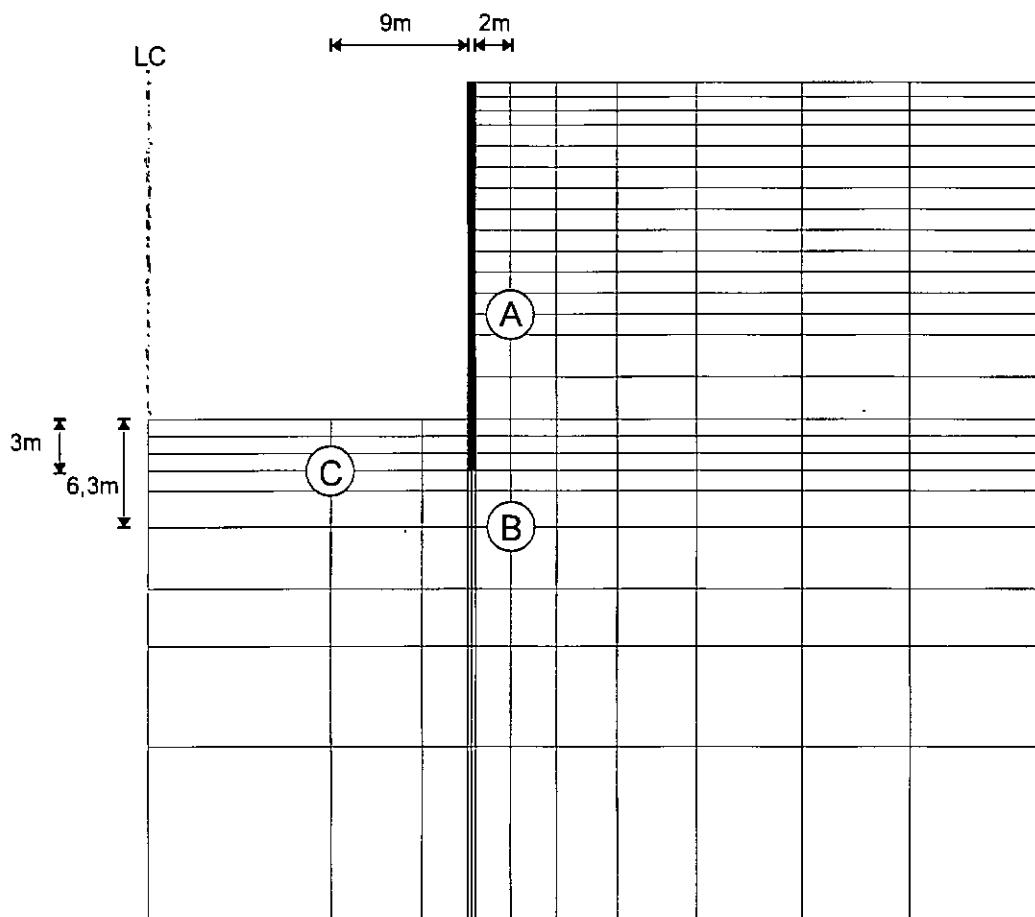


Fig. VII.60: Localização dos pontos para os quais foram traçados caminhos de tensões.

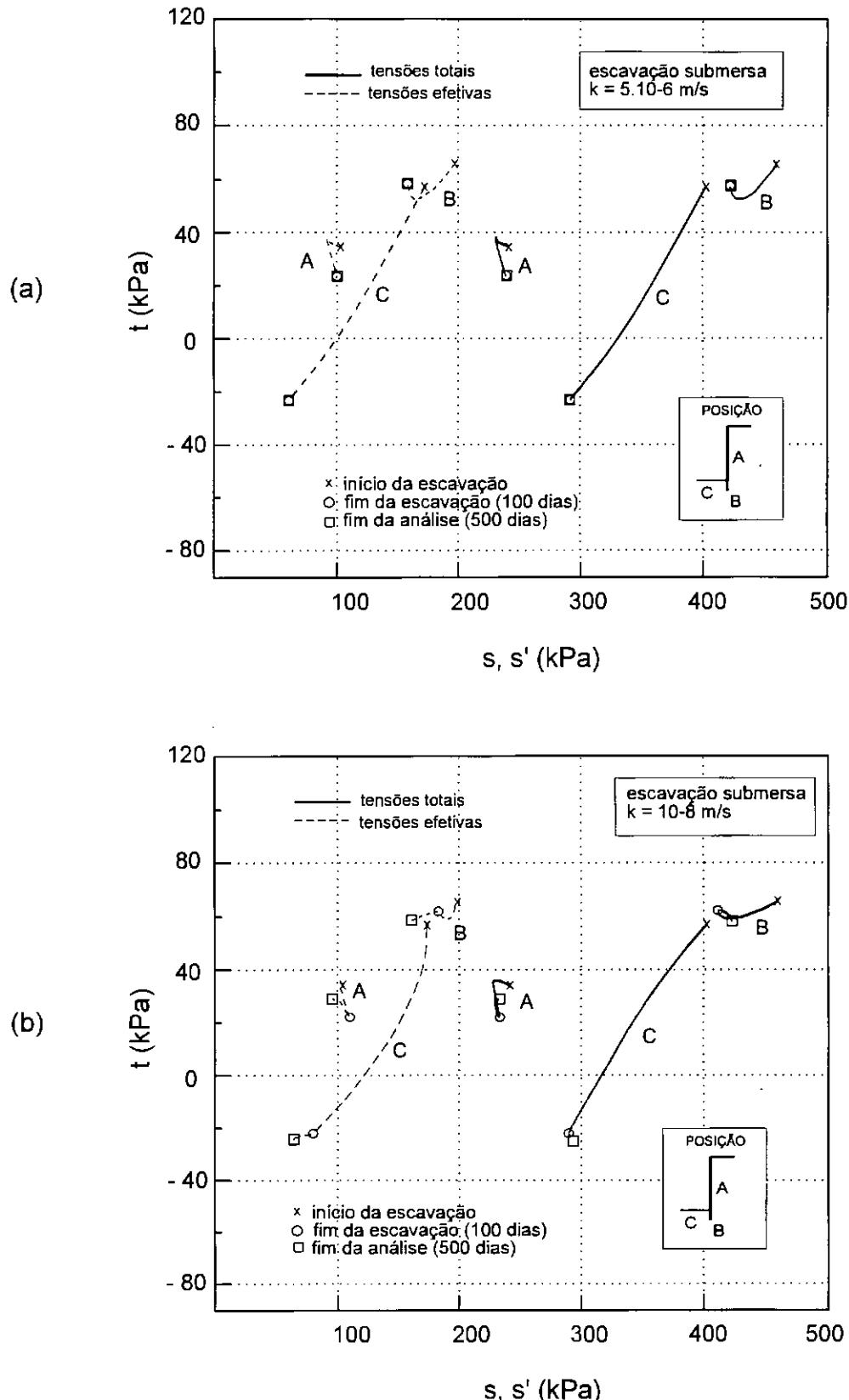
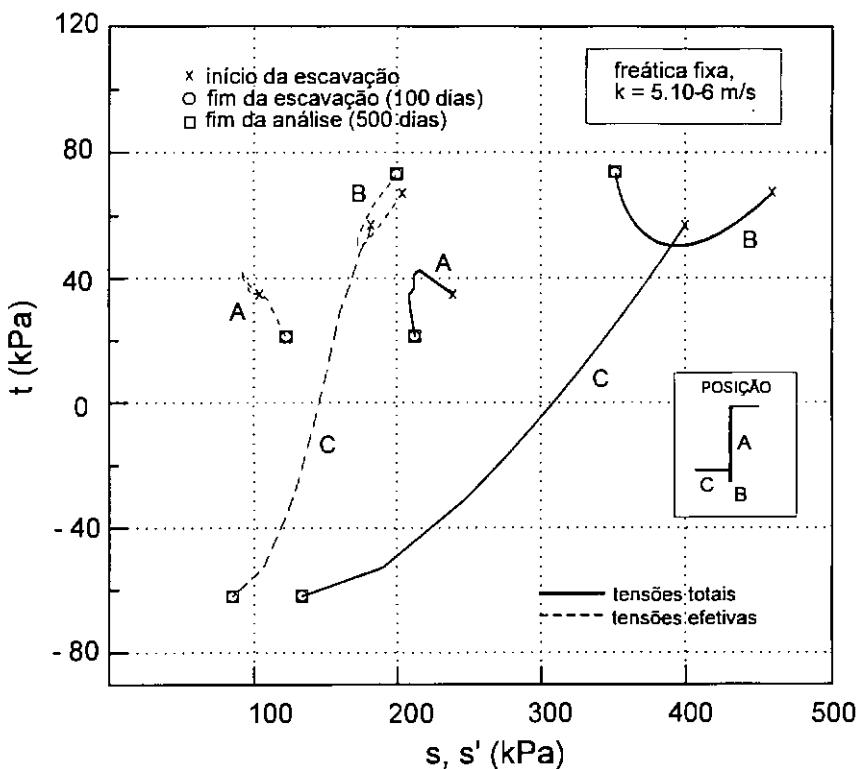


Fig. VII.61: Caminhos de tensões no plano s, s' : t para análises considerando solo elástico, escavação submersa e permeabilidades $k = 5 \cdot 10^{-6}$ e 10^{-8} m/s (casos A8 e A10 no quadro VII.2).

(a)



(b)

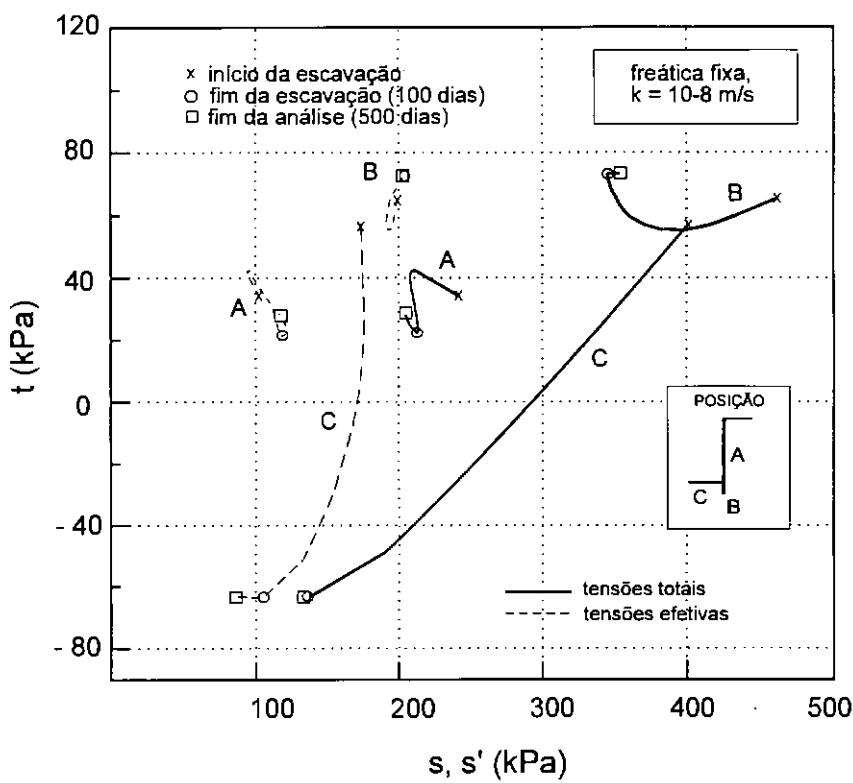
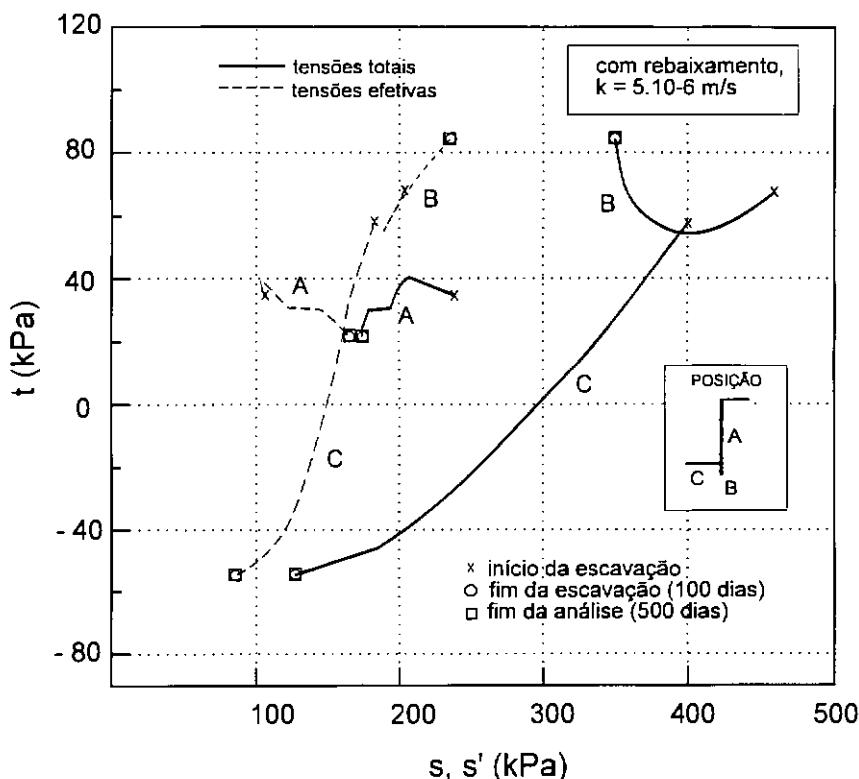


Fig. VII.62: Caminhos de tensões no plano $s,s':t$ para análises considerando solo elástico, linha freática fixa na superfície externa a cava e permeabilidades $k = 5.10^{-6}$ e 10^{-8} m/s (casos A11 e A13 no quadro VII.2).

(a)



(b)

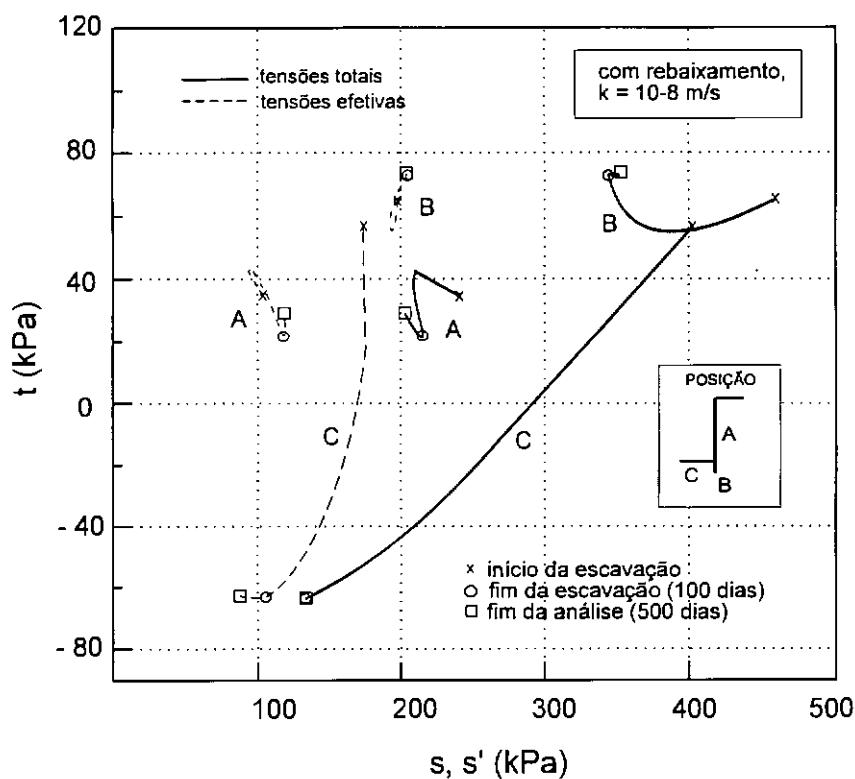
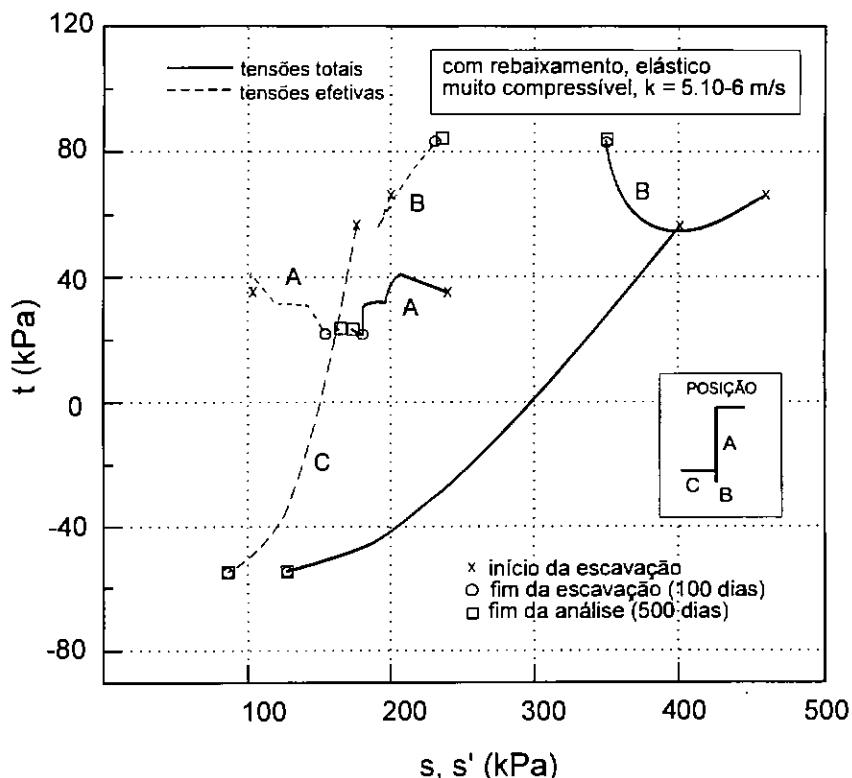


Fig. VII.63: Caminhos de tensões no plano s, s' : t para análises considerando solo elástico, rebaixamento freático e permeabilidades $k = 5 \cdot 10^{-6}$ e 10^{-8} m/s (casos A2 e A6 no quadro VII.2).

(a)



(b)

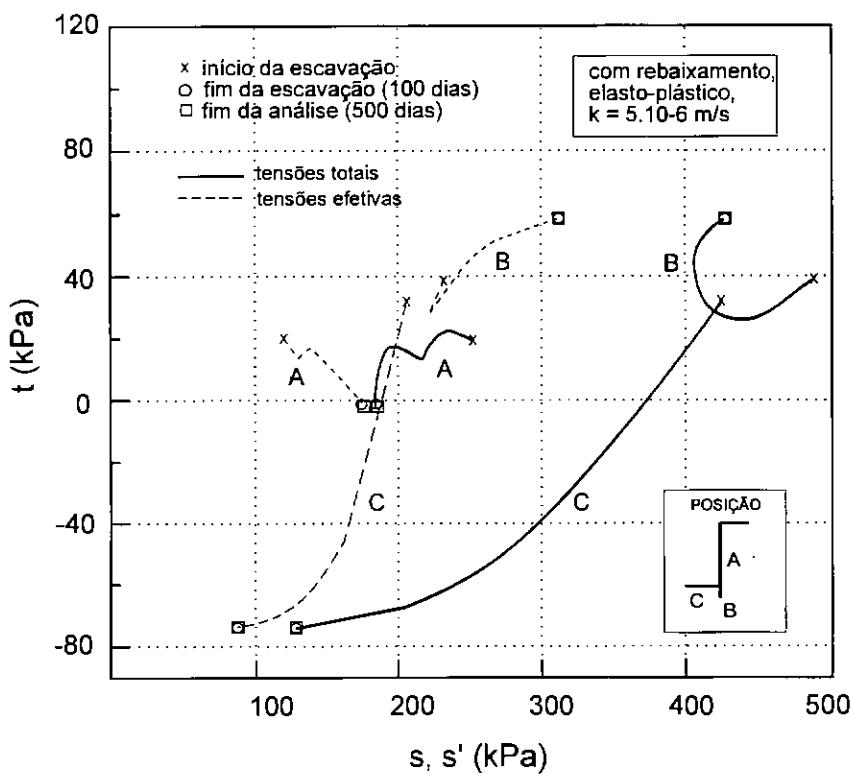
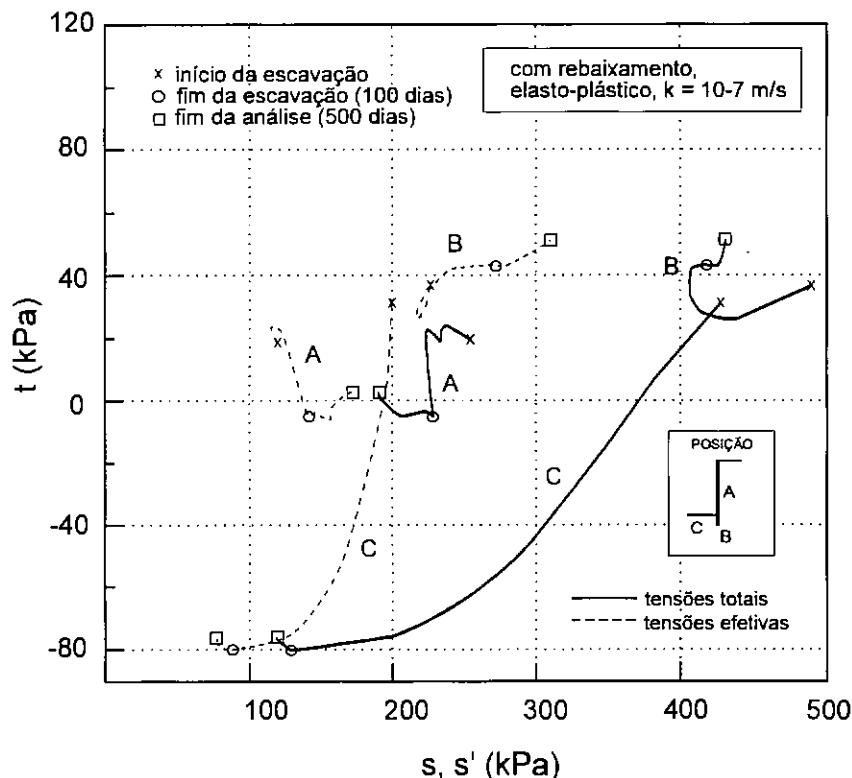


Fig. VII.64:

Caminhos de tensões no plano $s, s':t$ para análises considerando rebaixamento, $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$, solo modelado como elástico muito compressível e elasto-plástico (casos B2 e C2 no quadro VII.2).

(a)



(b)

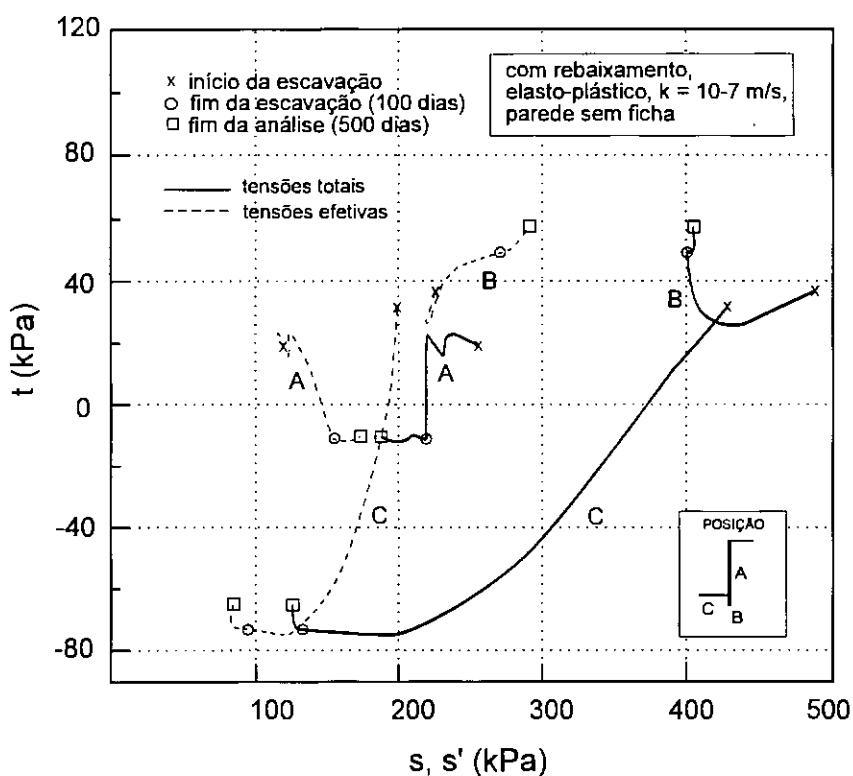


Fig. VII.65: Caminhos de tensões no plano s, s' : t para análises considerando rebaixamento, $k = 10^{-7} \text{ m/s}$, solo elasto-plástico, parede com e sem ficha (casos B1 e F1 no quadro VII.2).

As figs. VII.66 a VII.76 apresentam variações de poropressão no tempo e caminhos de tensões efetivas no plano p':q, sendo, de acordo com eqs. III.7 e III.8 aqui reapresentadas:

$$q = \left[\frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2}{2} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{VII.6})$$

$$p' = \frac{(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})}{3} \quad (\text{VII.7})$$

Na fig. VII.66 compara-se o comportamento de escavações submersas em solos com diferentes permeabilidades. No caso das análises com permeabilidade $k = 10^{-8}$ m/s verifica-se o efeito da dissipação não instantânea do excesso de poropressão oriundo do alívio de tensões.

Na fig. VII.67 são comparadas análises admitindo a linha freática fixa porém com diferentes permeabilidades. Observa-se o efeito da dissipação não instantânea de poropressão sobreposto ao efeito do fluxo sem rebaixamento.

Na fig. VII.68 são comparadas uma escavação submersa e outra não submersa com linha freática fixa na superfície, ambas sob condições essencialmente drenadas ($k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s). Observa-se então como o fluxo induzido pelas novas condições de fronteira hidráulicas pode alterar significativamente a solicitação do solo.

A fig. VII.69 ilustra o efeito do rebaixamento do nível freático. São comparadas análises essencialmente drenadas ($k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s), uma considerando a linha freática fixa e outra admitindo o rebaixamento. O rebaixamento do nível d'água pouco afeta o estado de tensões no ponto C, porém afeta significativamente nos pontos B e A, os quais têm a poropressão bastante reduzida. Destaca-se que o ponto A, por ter sua elevação aproximadamente coincidente com a elevação final da linha freática, tem sua poropressão reduzida praticamente a zero.

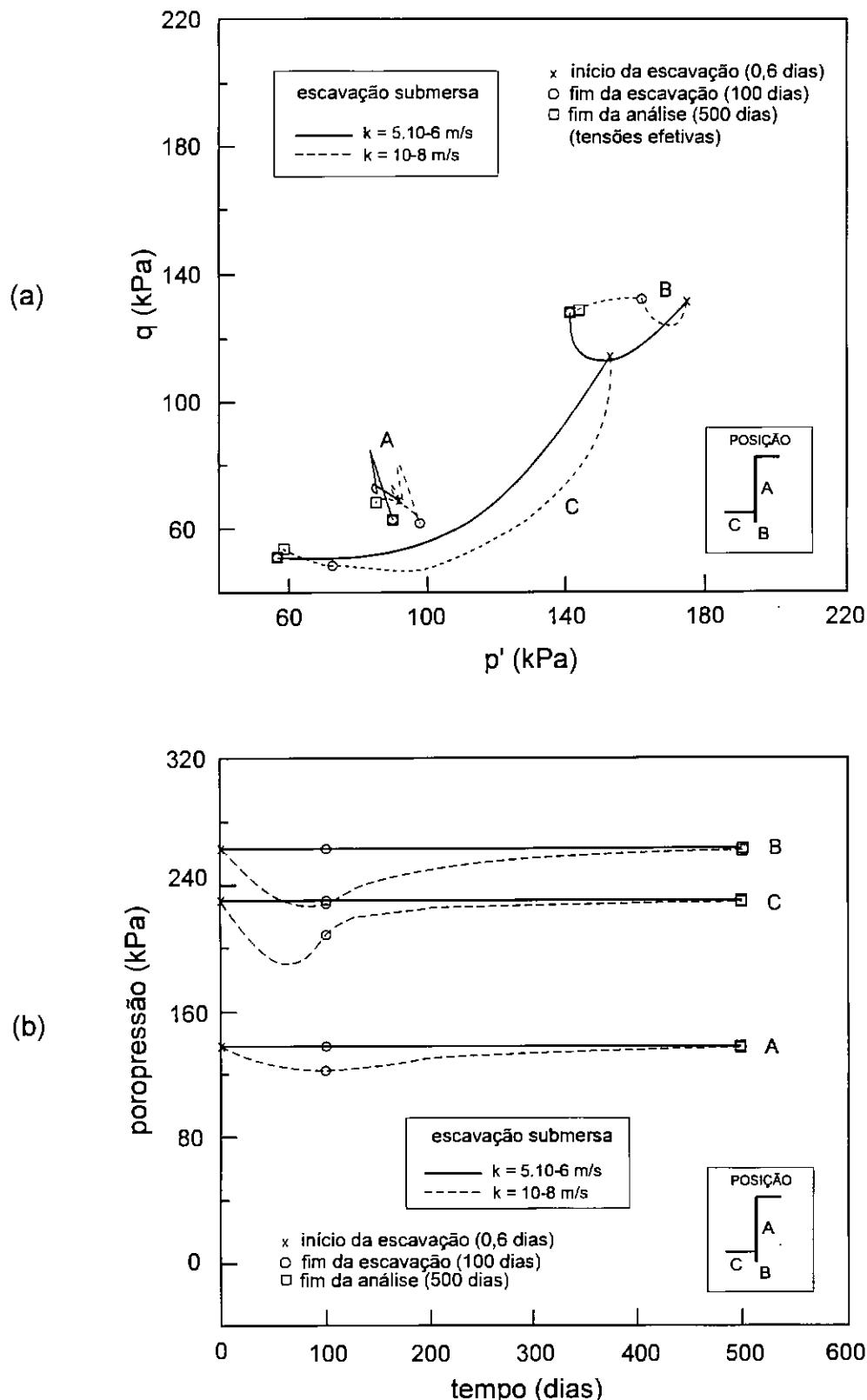


Fig. VII.66: Caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e variação de poropressão para análises considerando escavação submersa, solo elástico e permeabilidades $k = 5 \cdot 10^{-6}$ e 10^{-8} m/s (casos A8 e A10 no quadro VII.2).

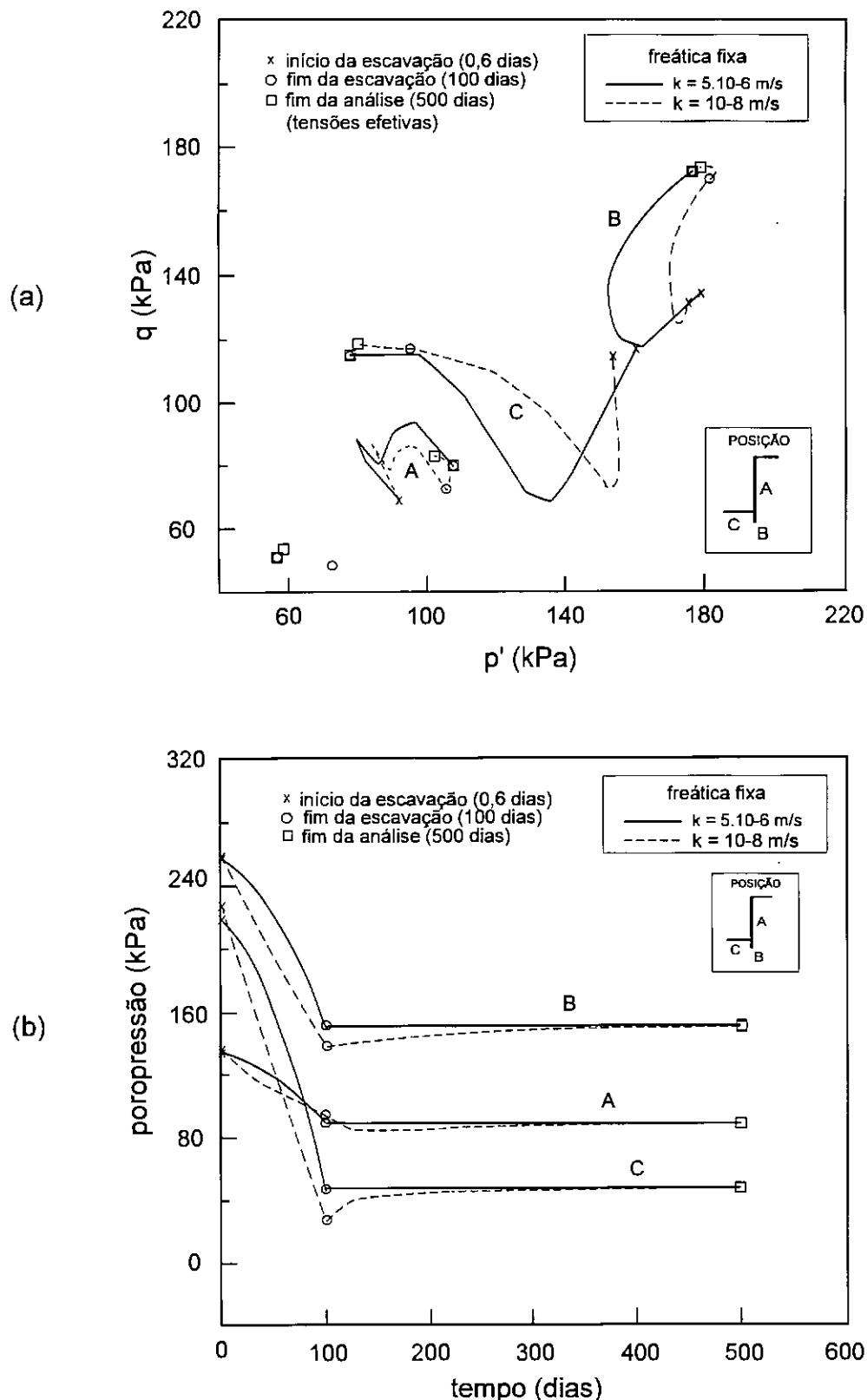


Fig. VII.67: Caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e variação de poropressão para análises considerando linha freática fixa na superfície externa à cava, solo elástico e permeabilidades $k = 5.10^{-6}$ e 10^{-8} m/s (casos A11 e A13 no quadro VII.2).

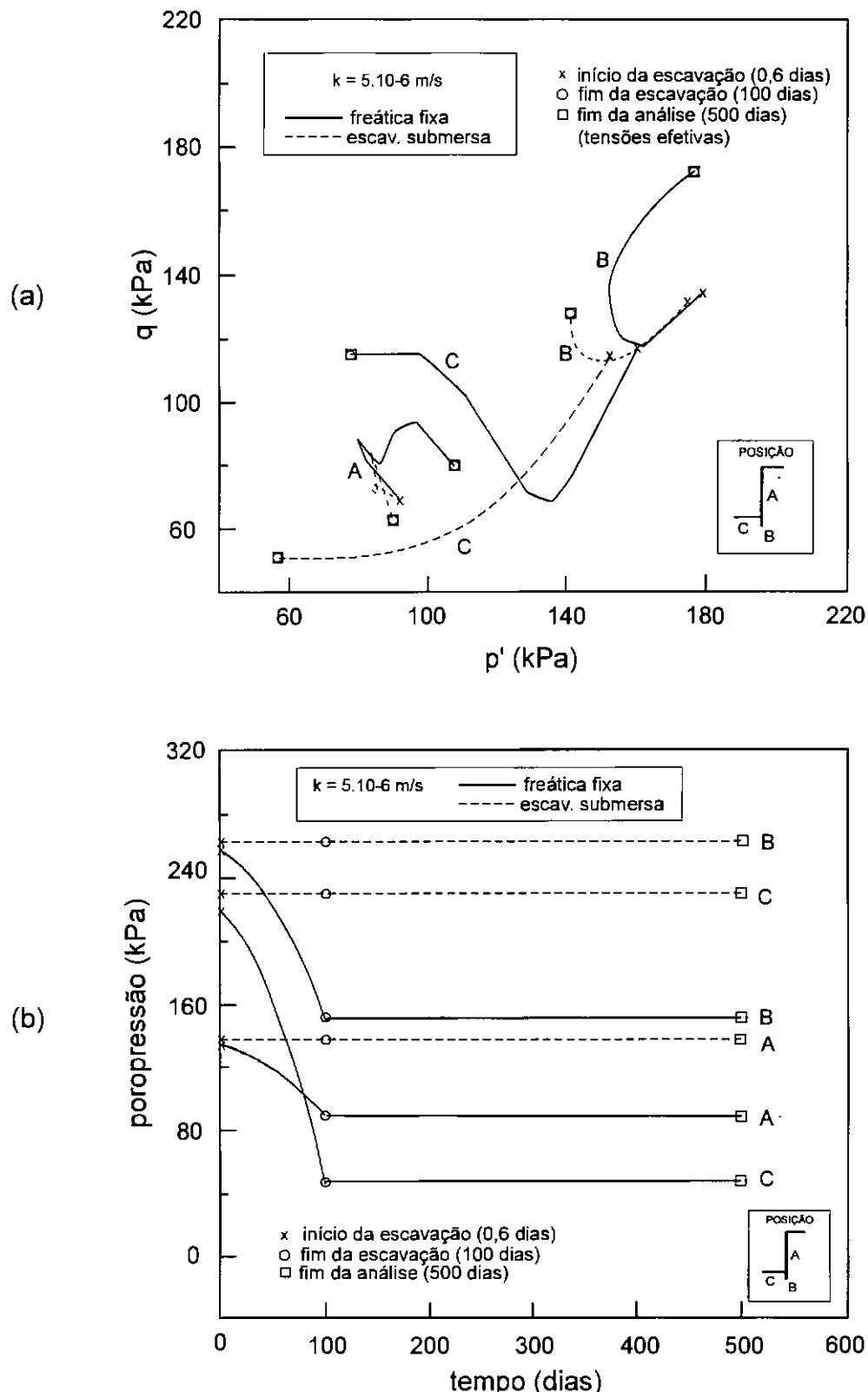


Fig. VII.68: Caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e variação de poropressão para análises considerando solo elástico, $k = 5.10^{-6}$ m/s, comparando condições de escavação submersa e de linha freática fixa na superfície externa à cava (casos A8 e A11 no quadro VII.2).

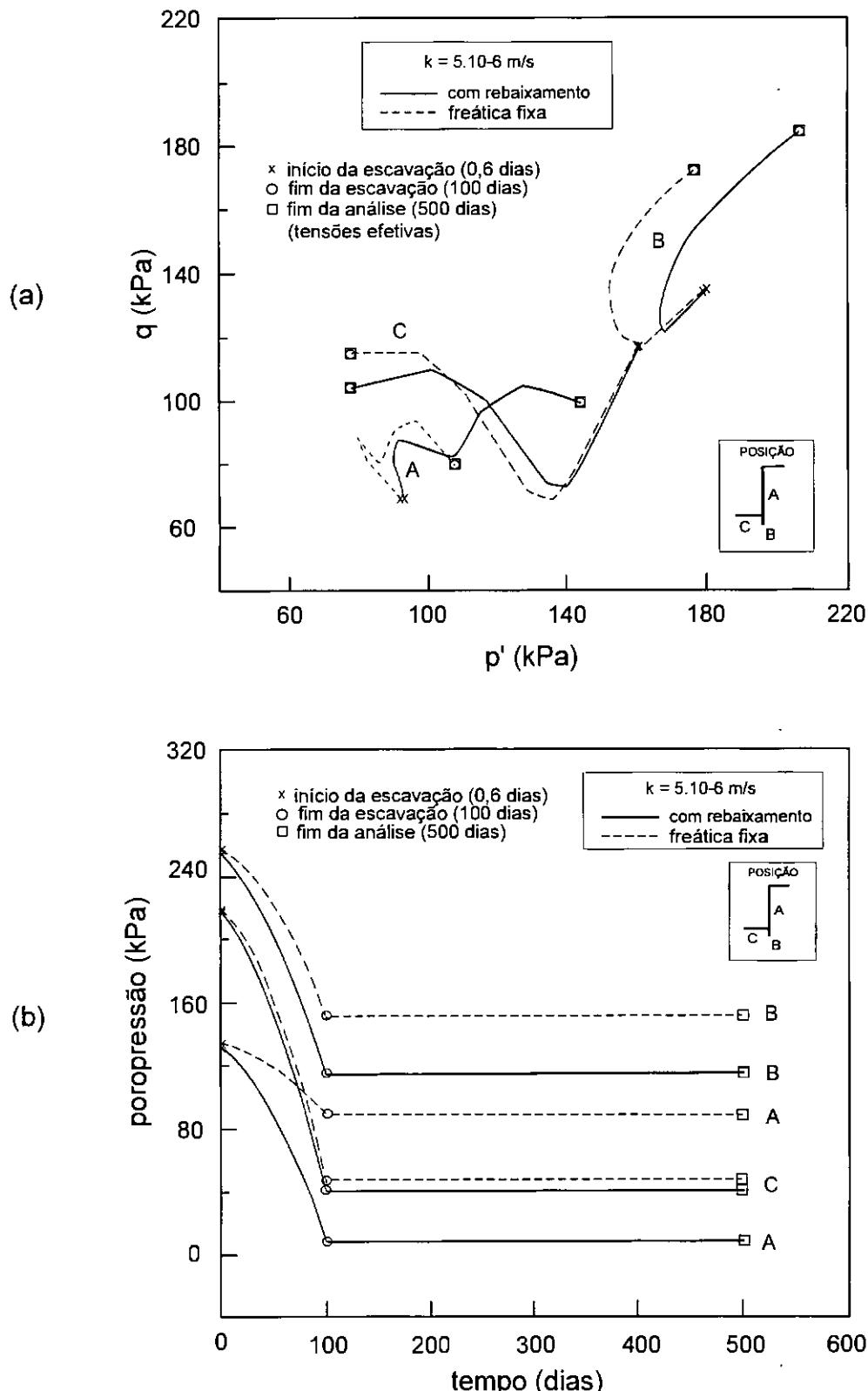


Fig. VII.69: Caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e variação de poropressão para análises considerando solo elástico, $k = 5.10^{-6}$ m/s, levando em conta ou não o rebaixamento da linha freática (casos A2 e A11 no quadro VII.2).

As figs. VII.70 e VII.71 comparam escavações em solos com diferentes permeabilidades, admitindo rebaixamento freático. Para a permeabilidade $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, tanto a dissipação do excesso de poropressão quanto o rebaixamento estão completos ao final da escavação (tempo igual a 100 dias). Para $k = 10^{-7}$ m/s, apenas a dissipação está completa ao final da escavação, o rebaixamento se completa no decorrer da análise. Para $k = 10^{-8}$ m/s chega-se ao final da escavação com a dissipação ainda incompleta e o rebaixamento é ainda desprezível ao final do tempo de análise (500 dias).

A fig. VII.72 ilustra a pouca influência do aumento da deformabilidade do solo, então modelado como elástico, quando sob condições praticamente drenadas ($k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s). Já para a permeabilidade $k = 10^{-8}$ m/s, fig. VII.73, o aumento de deformabilidade tende a gerar maiores variações de poropressão.

A fig. VII.74 compara análises essencialmente drenadas considerando solo elástico e solo elasto-plástico com permeabilidade $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s. Embora partindo de estados iniciais diferentes, a forma dos caminhos de tensão mostra-se semelhante no plano $p':q$. A evolução das poropressões é coincidente nas duas análises.

Por outro lado, para a permeabilidade $k = 10^{-8}$ m/s, fig. VII.75, há diferenças significativas na evolução dos caminhos de tensão, acompanhadas de pequenas diferenças nas poropressões, em função dos diferentes modelos de comportamento tensão-deformação.

A fig. VII.76 ilustra o efeito da presença de ficha, considerando solo elasto-plástico e $k = 10^{-7}$ m/s. A escavação sem ficha tende a concentrar tensões cisalhantes no ponto B (variável q significativamente maior). A ausência de ficha tem o efeito de acelerar a redução de poropressão nos pontos A e B.

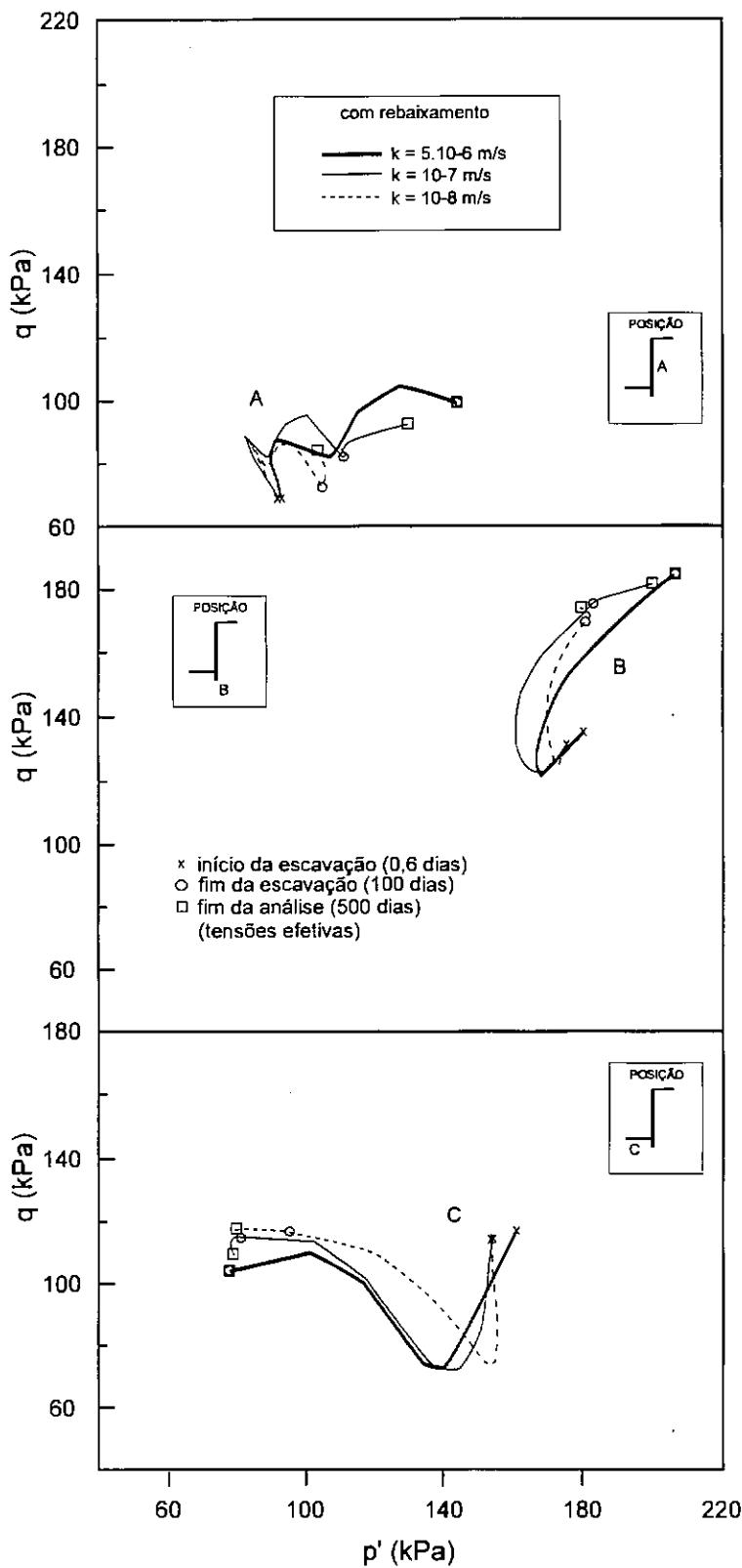


Fig. VII.70:

Caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ para análises considerando rebaixamento freático, solo elástico e diferentes permeabilidades (casos A1, A2 e A6 no quadro VII.2).

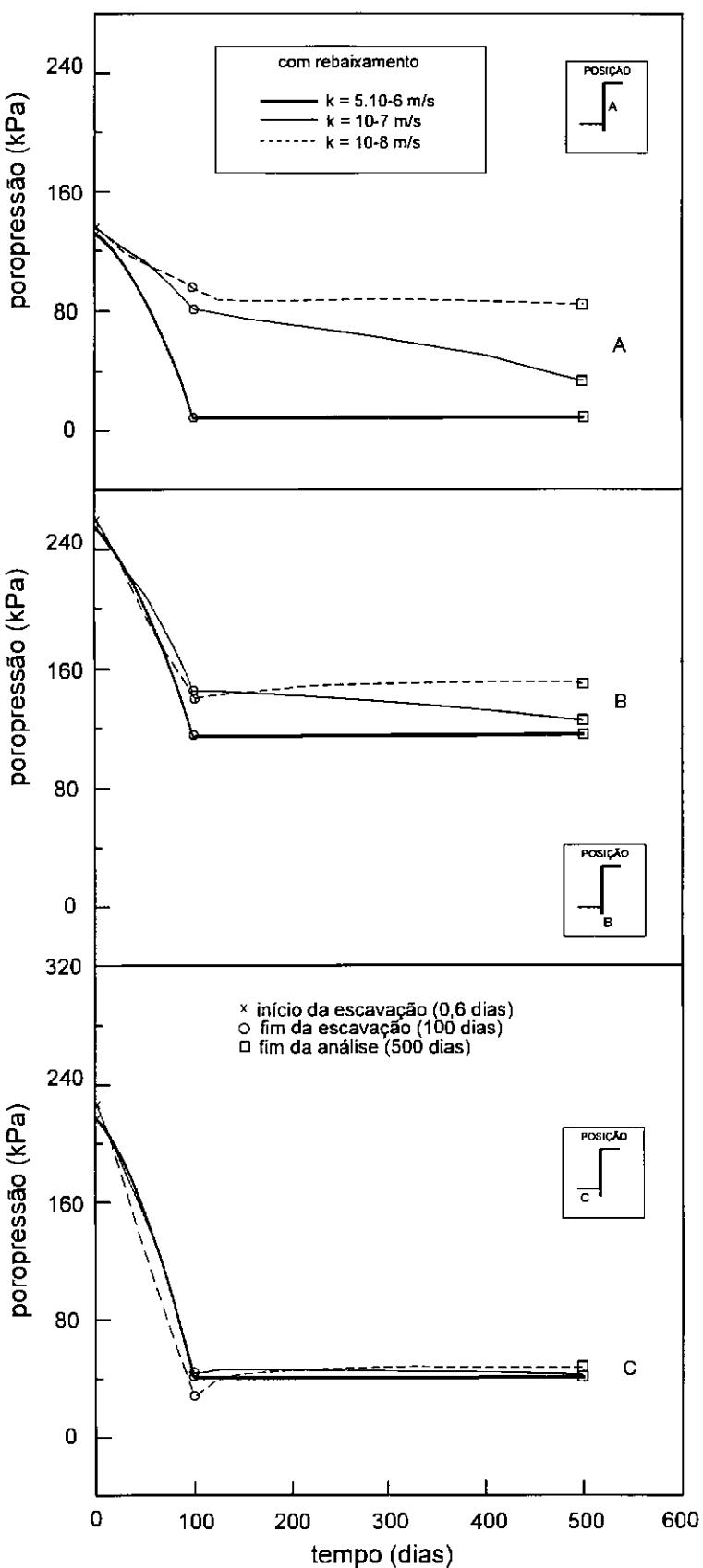
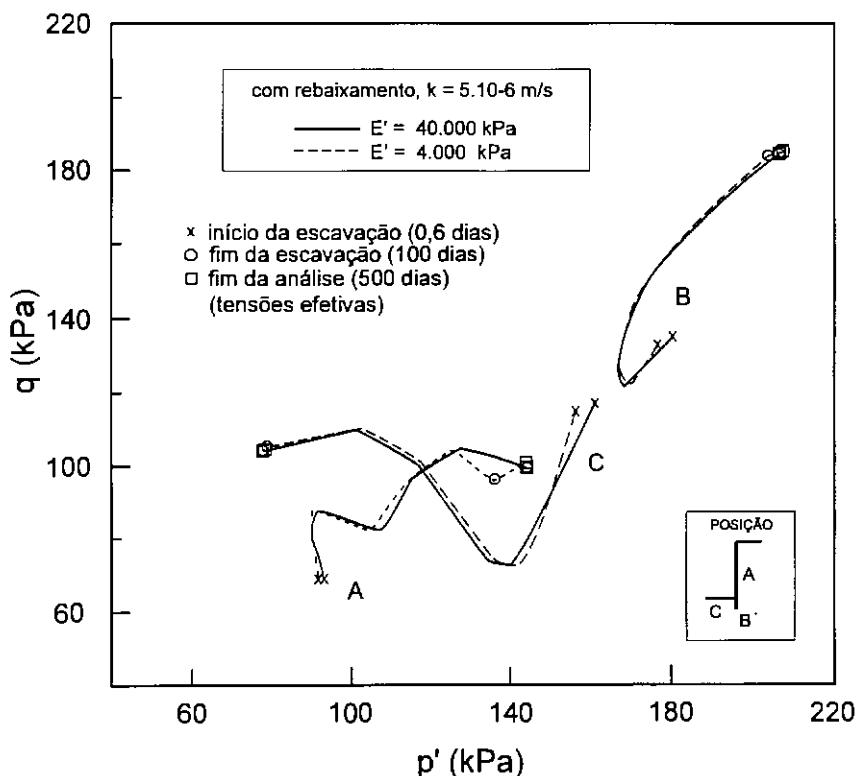


Fig. VII.71: Evolução de poropressões para análises considerando rebaixamento freático, solo elástico e diferentes permeabilidades (casos A1, A2 e A6 no quadro VII.2).

(a)



(b)

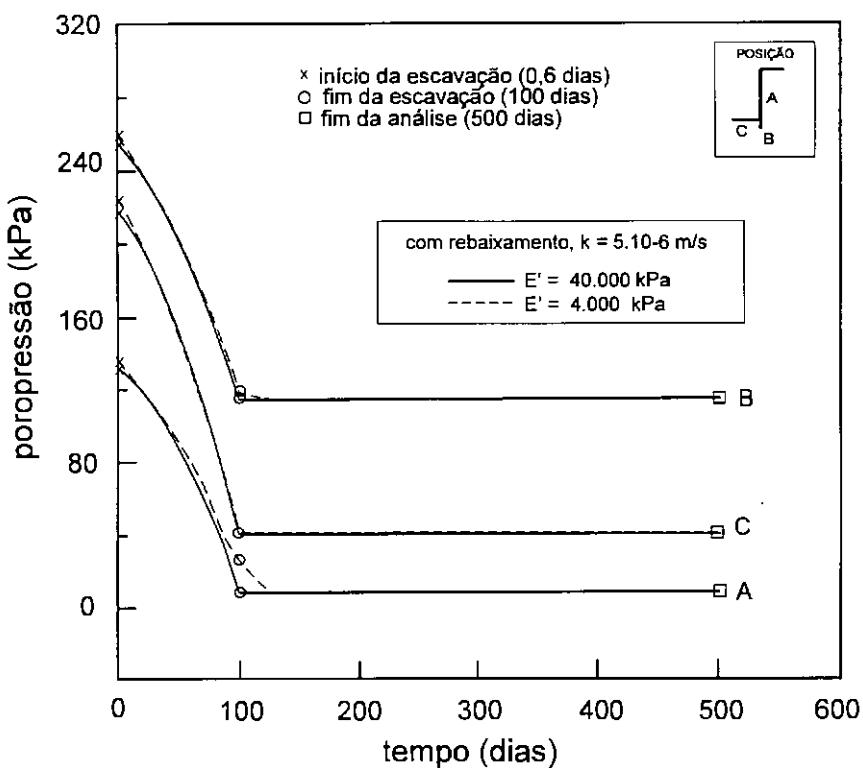


Fig. VII.72: Comparação dos caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e da evolução de poropressões para análises considerando rebaixamento, solo elástico, $k = 5.10^{-6} \text{ m/s}$ e diferentes módulos de deformabilidade (casos A2 e B2 no quadro VII.2).

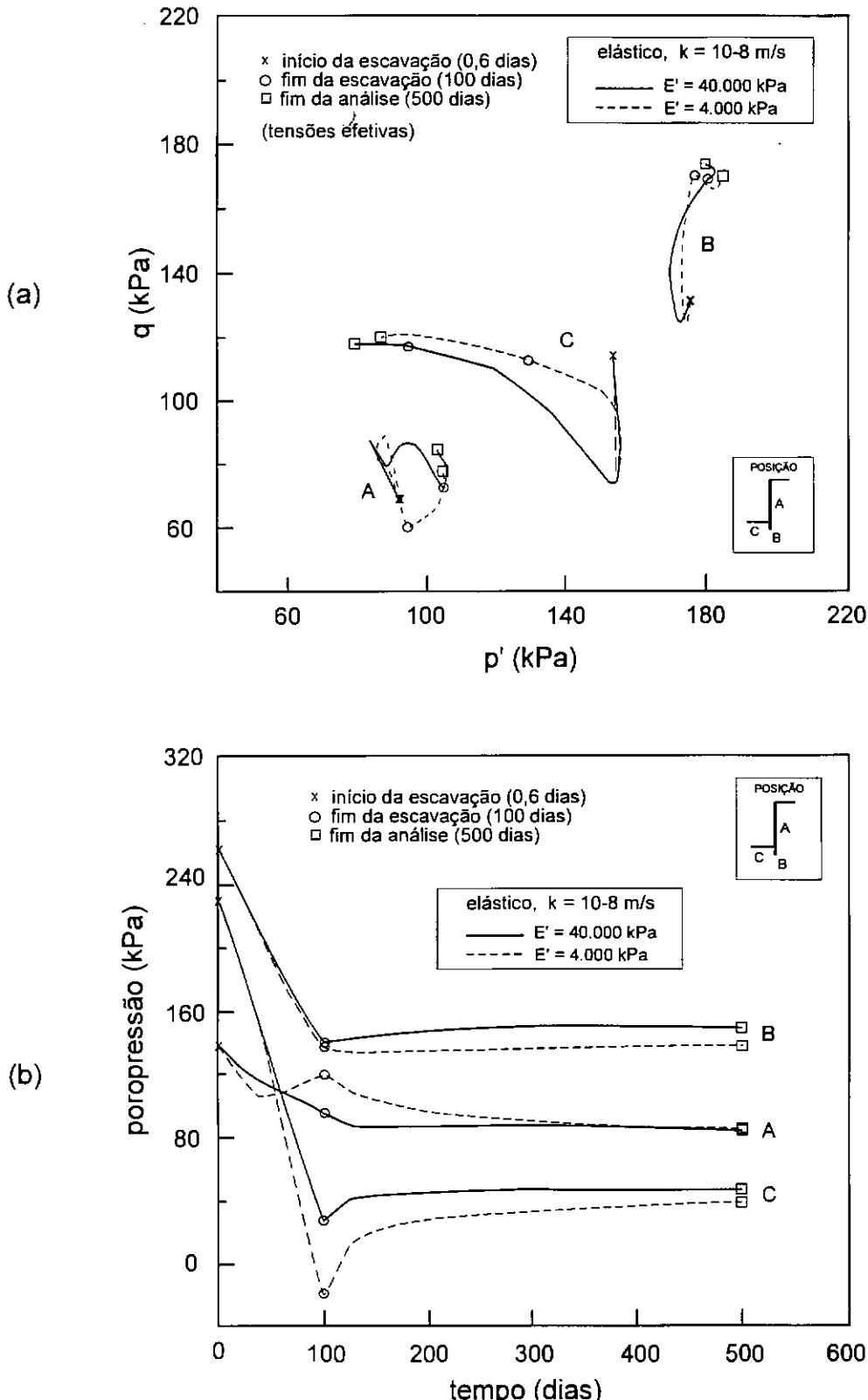


Fig. VII.73: Comparação dos caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e da evolução de poropressões para análises considerando rebaixamento, solo elástico, $k = 10^{-8} \text{ m/s}$ e diferentes módulos de deformabilidade (casos A6 e B6 no quadro VII.2).

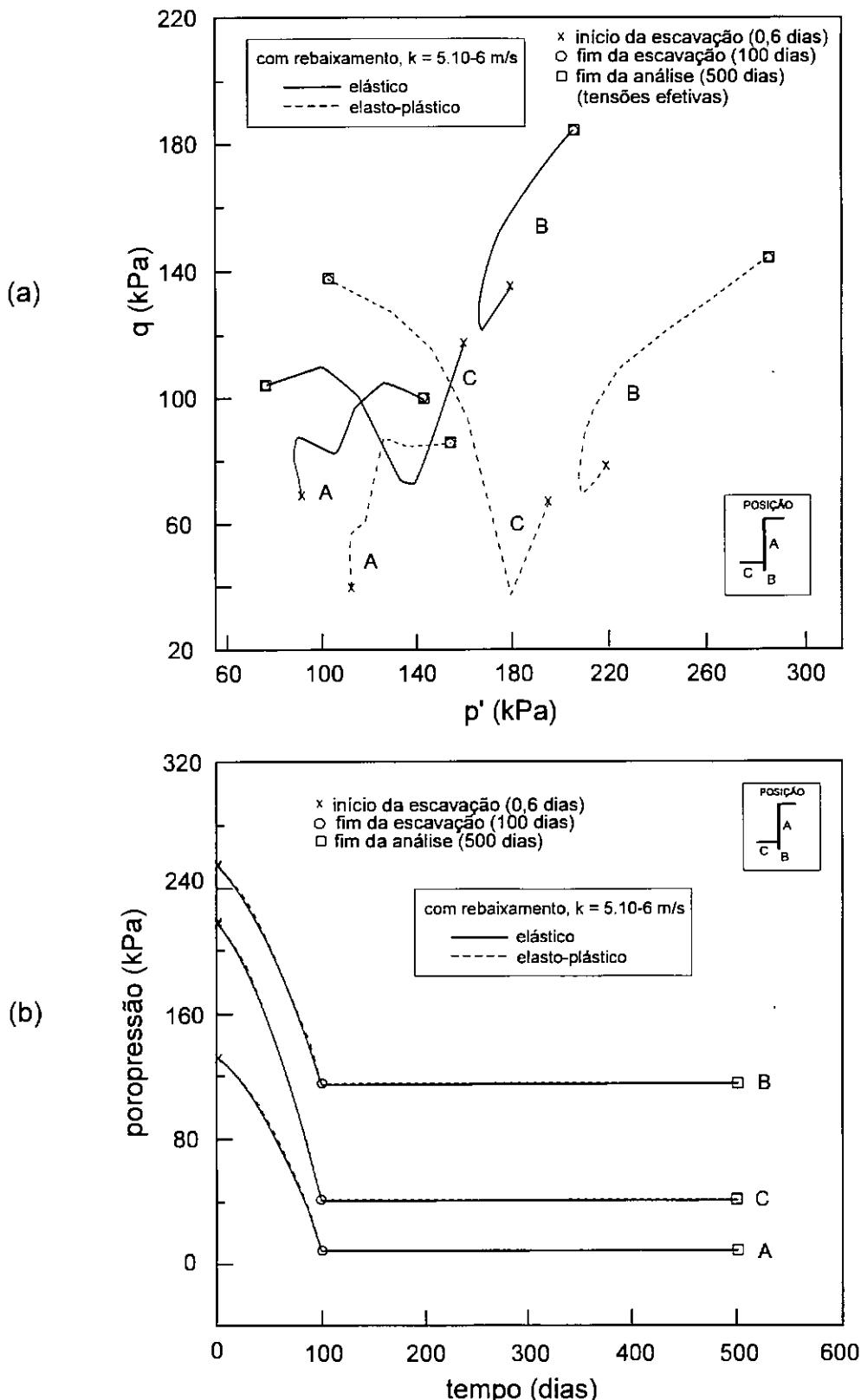


Fig. VII.74: Comparação dos caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e da evolução de poropressões para análises considerando solo elástico ou elasto-plástico, rebaixamento freático e $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ (casos A2 e C2 no quadro VII.2).

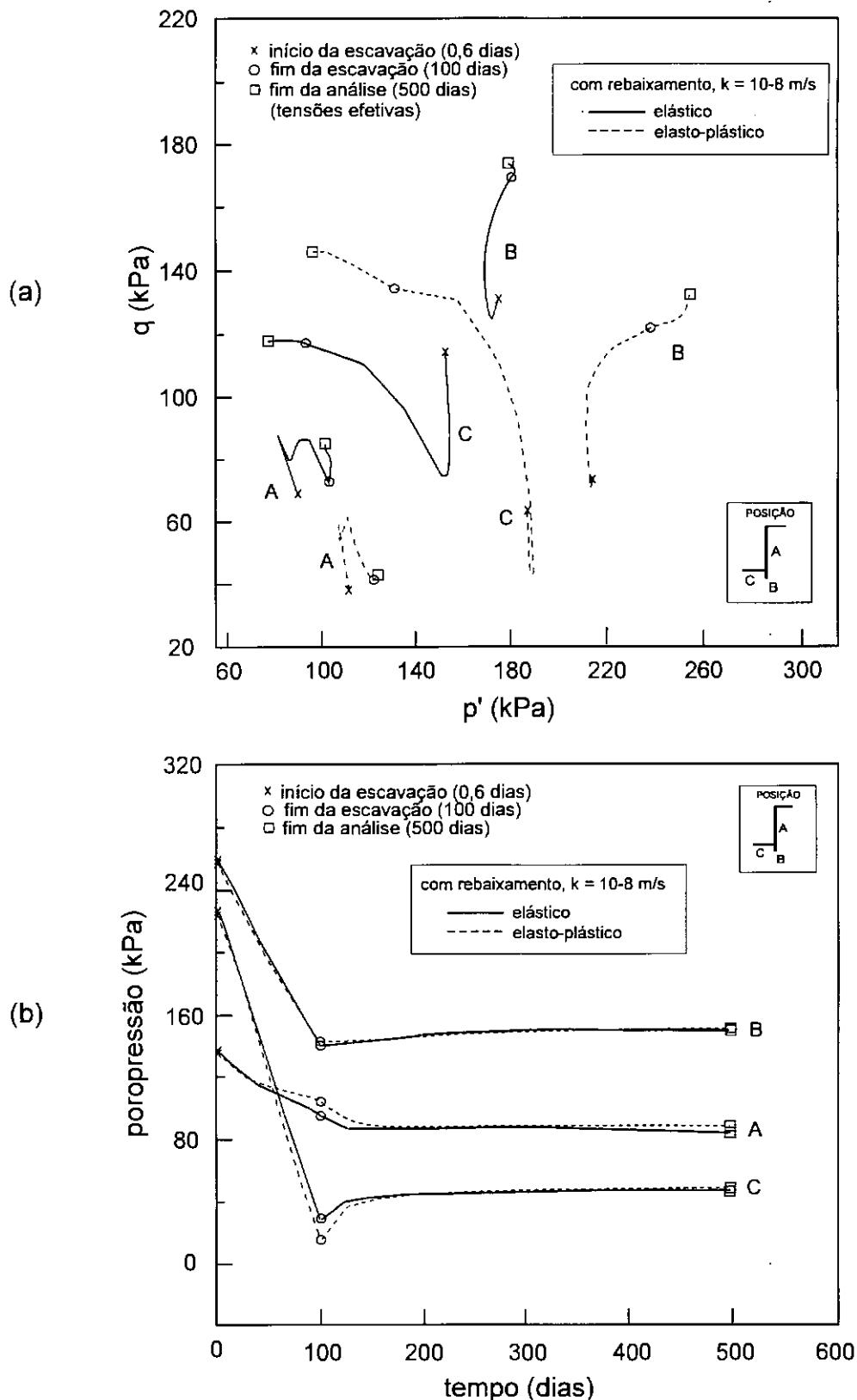


Fig. VII.75: Comparação dos caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e da evolução de poropressões para análises considerando solo elástico ou elasto-plástico, rebaixamento freático e $k = 10^{-8}$ m/s (casos A6 e C6 no quadro VII.2).

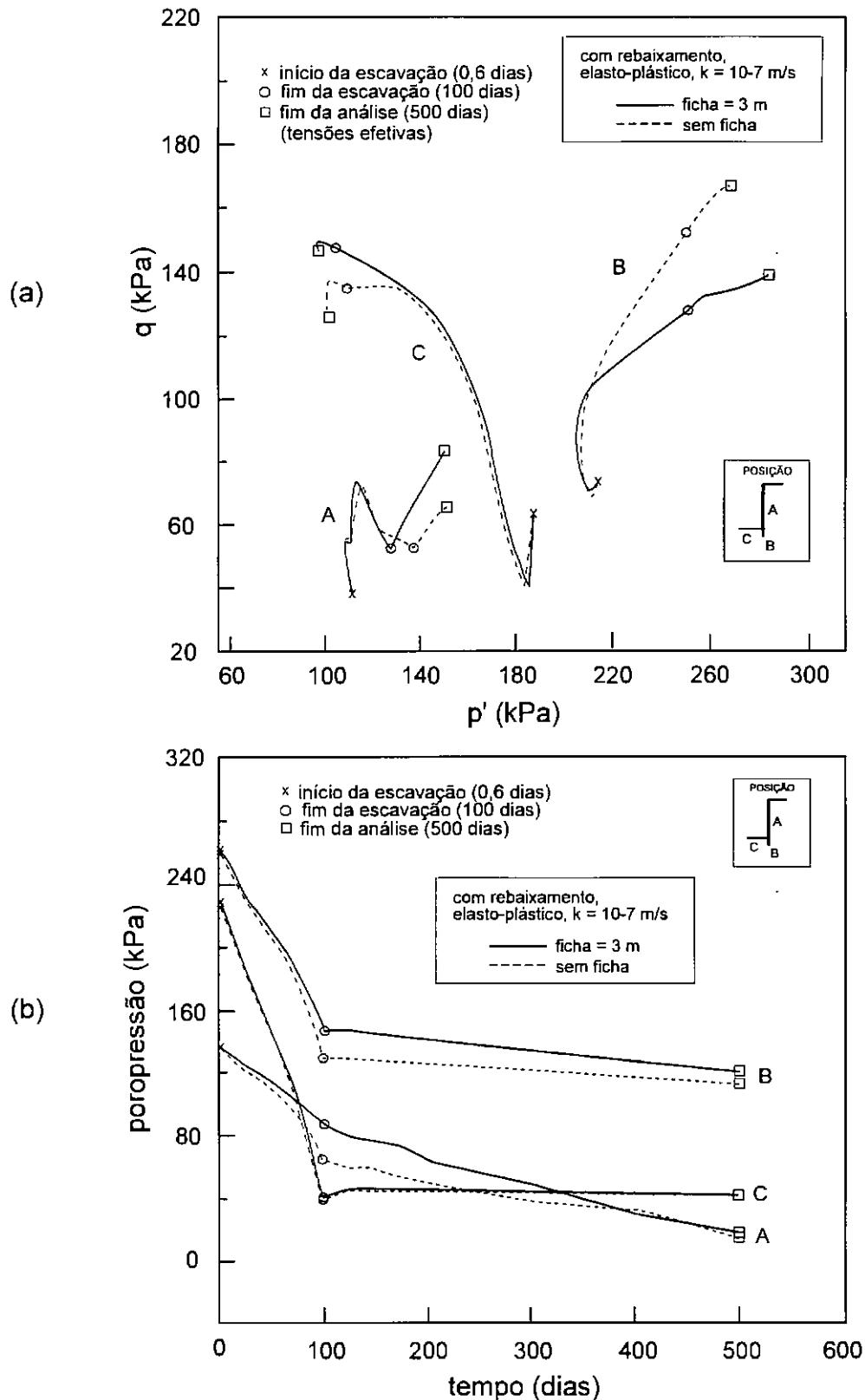


Fig. VII.76: Comparação dos caminhos de tensões efetivas no plano $q:p'$ e da evolução de poropressões para análises considerando parede com e sem ficha, solo elasto-plástico, rebaixamento freático, $k = 10^{-7}$ m/s (casos C1 e F1 no quadro VII.2).

VII.4.10 Deformações

Nas figs. VII.78 a VII.82 é apresentada a malha de elementos finitos deformada na região próxima à escavação para diferentes análises. Embora limitadas quanto à precisão, estas figuras oferecem um visão geral do padrão de deformações resultante. A localização da região amostrada dentro do domínio total de análise está definida na fig. VII.77.

Nas figs. VII.78 a VII.82 as malhas deformadas, sobrepostas à geometria original (apresentada em linha tracejada), tiveram suas deformações ampliadas por um fator igual a 20, exceto quando especificado outro valor. Os fatores de segurança à ruptura de fundo associados às condições amostradas nestas figuras, obtidos pelo programa AROFU (quadro VII.3), respectivamente considerando e não considerando a resistência da zona F, são apresentados entre colchetes nas legendas de cada item.

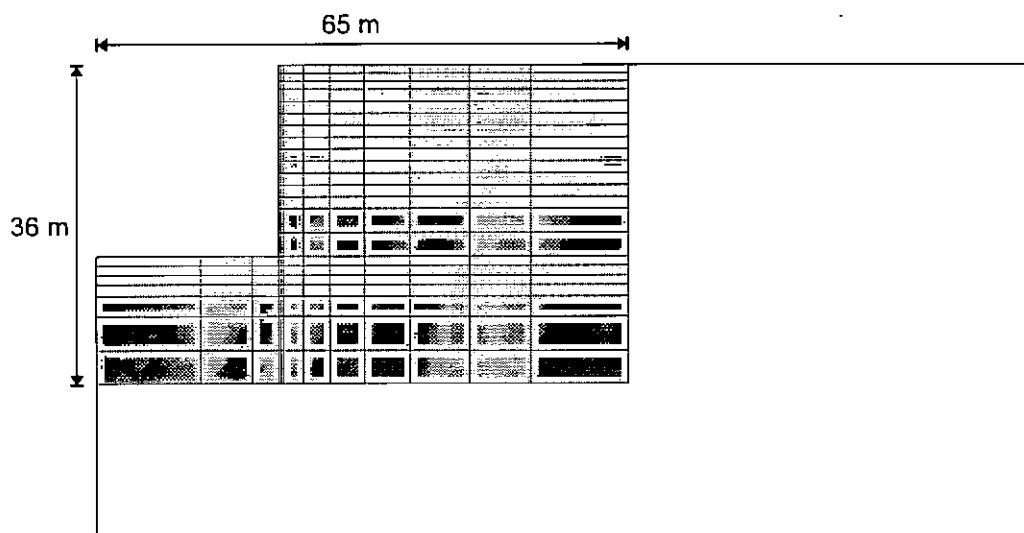


Fig. VII.77: Localização da região apresentada nas figs. VII.78 a VII.82.

A fig. VII.78 apresenta a configuração da malha deformada 400 dias após o fim da escavação (ou tempo de análise igual a 500 dias) considerando as condições de escavação submersa, linha freática fixa na superfície e rebaixamento da linha freática. Nestas análises tomou-se o solo como elástico e com permeabilidade $k = 10^{-7}$ m/s (casos

A1, A9 e A12 no quadro VII.2). Observa-se que o rebaixamento da linha freática provoca um recalque maior na superfície do terreno ao lado da escavação, apesar de não ter sido atingido no tempo considerado o rebaixamento total. Os fatores de segurança à ruptura de fundo associados às condições amostradas indicam que, embora resulte em menores recalques, a condição de freática fixa é mais crítica em relação a ruptura de fundo que a condição considerando rebaixamento.

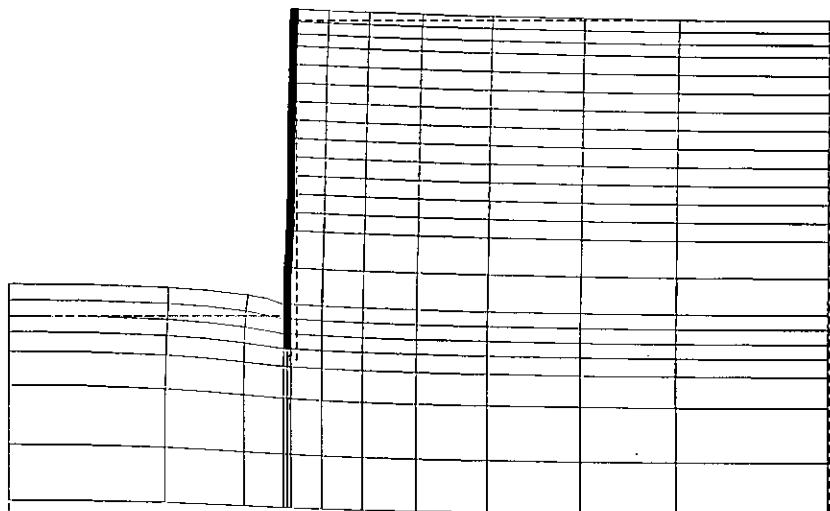
A fig. VII.79 compara as deformações considerando condições diversas para o comportamento tensão-deformação do solo, para 400 dias após o final da escavação. Nestas análises a permeabilidade do solo foi considerada $k = 10^{-7}$ m/s (casos A1, B1 e C1 no quadro VII.2). Para tais permeabilidade e tempo tem-se uma condição praticamente drenada (total dissipação do excesso de poropressão oriundo do alívio de tensões e rebaixamento freático praticamente completo). Tomando como referência a escavação em solo elástico com $E' = 40.000$ kPa, a escavação em solo com módulo de Young 10 vezes menor resultou, como esperado, em deformações muito maiores (apresentadas na figura com um fator de ampliação menor), proporcionalmente à variação do módulo. A escavação em solo considerado elasto-plástico resultou em um levantamento de fundo ligeiramente maior e em um recalque significativamente maior ao lado da escavação.

A fig. VII.80 ilustra a influência do comprimento de ficha nas deformações resultantes ao fim da análise (tempo de 400 dias após o final da escavação). Considerou-se o solo elasto-plástico e $k = 10^{-7}$ m/s (casos C1, E1 e F1 no quadro VII.2).

Nas figs. VII.81 e VII.82 são comparados, respectivamente, resultados de análises considerando o solo como elástico e elasto-plástico, para o tempo correspondente ao final da escavação (100 dias). As análises foram efetuadas considerando diferentes permeabilidades, associadas a diferentes velocidades de dissipação de poropressão e de rebaixamento do nível freático (casos A1, A2, A6, C1, C2 e C6 no quadro VII.2). Para $k = 10^{-8}$ m/s, condição na qual tem-se um comportamento aproximadamente não drenado (dissipação incompleta e rebaixamento inexistente ao final da escavação) observam-se maiores deformações horizontais próximo à base da parede, para ambos tipos de solo. Para $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, condição que pode ser tomada como aproximadamente drenada (dissipação e rebaixamento completos), observam-se maiores recalques externos à escavação.

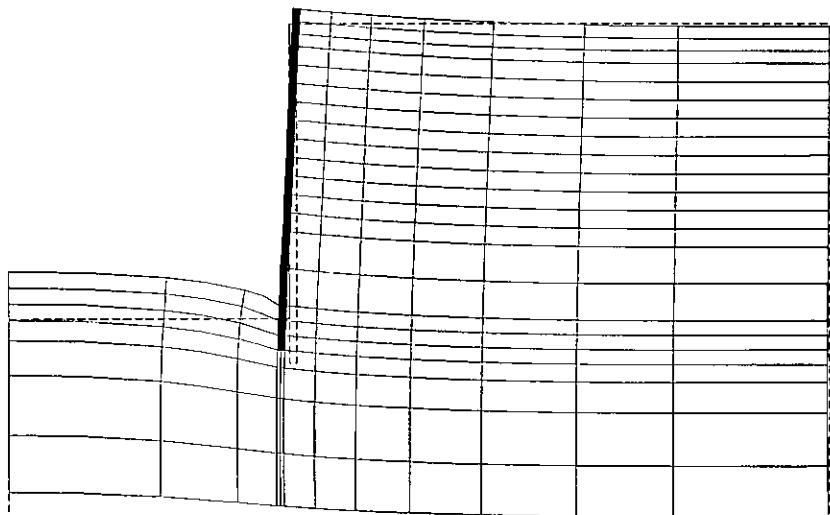
(a) escavação
submersa

[FS= 4,3 / 3,6]



(b) freática fixa

[FS= 2,0 / 1,4]



(c) com rebaixamento
da linha freática

[FS= 2,3 / 2,0]

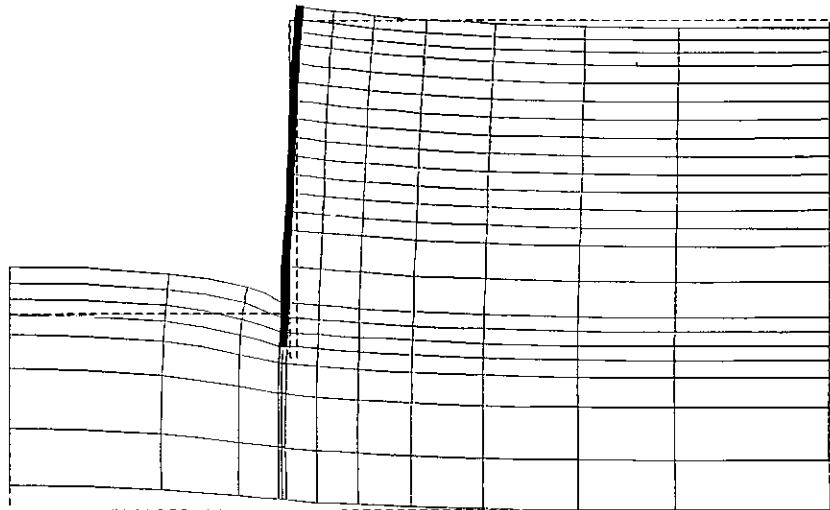
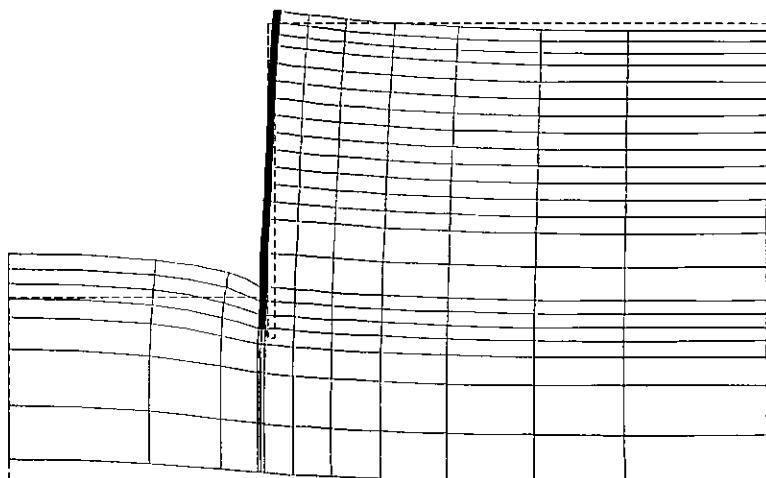


Fig. VII.78: Malha deformada na região próxima à parede para as condições de escavação submersa, linha freática fixa na superfície e rebaixamento da linha freática., tempo = 500 dias, solo elástico, $k = 10^{-7}$ m/s, deformações ampliadas 20 vezes.

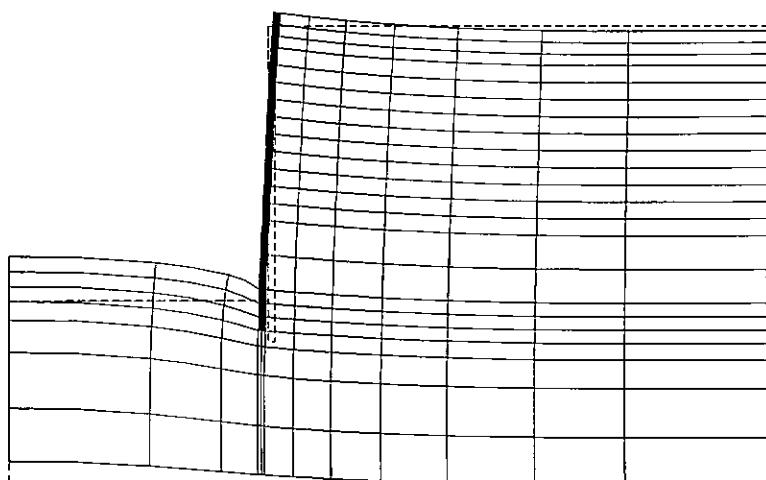
(a) elástico,
 $E' = 40.000 \text{ kPa}$,
 deformações x20

[FS= 2,3 / 2,0]



(b) elástico,
 $E' = 4.000 \text{ kPa}$,
 deformações x2

[FS= 2,2 / 1,8]



(c) elasto-plástico,
 deformações x20

[FS= 2,4 / 2,0]

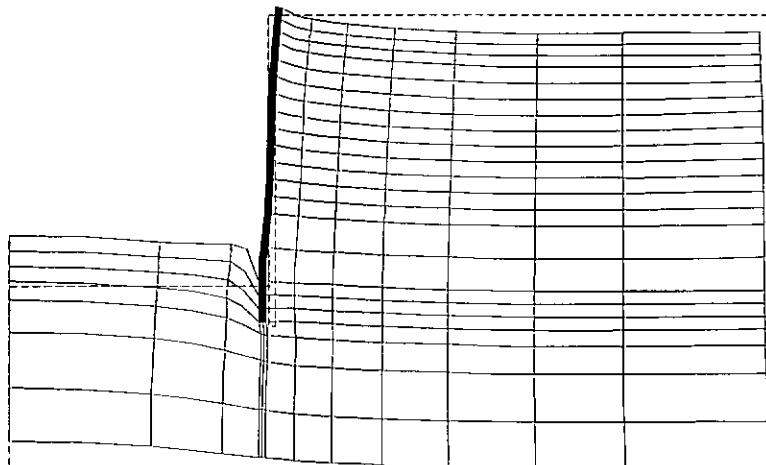
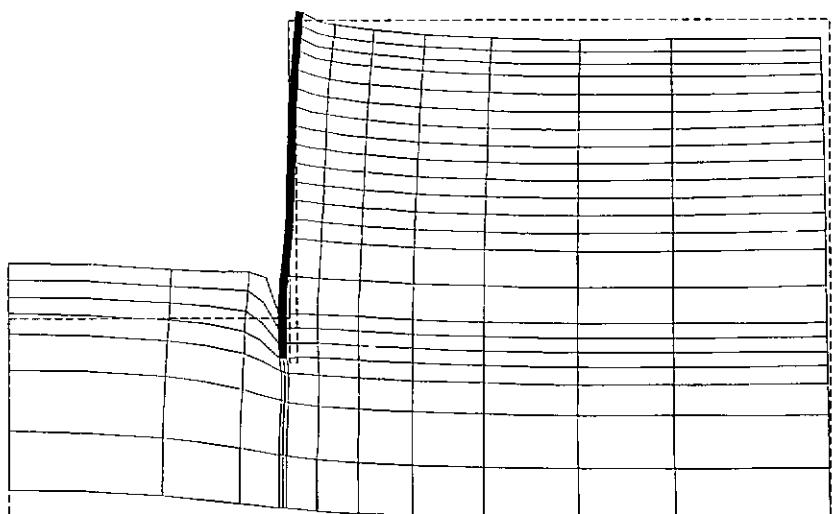


Fig.

VII.79: Malha deformada na região próxima à parede para diferentes comportamentos tensão-deformação, tempo = 500 dias, rebaixamento freático, $k = 10^{-7} \text{ m/s}$.

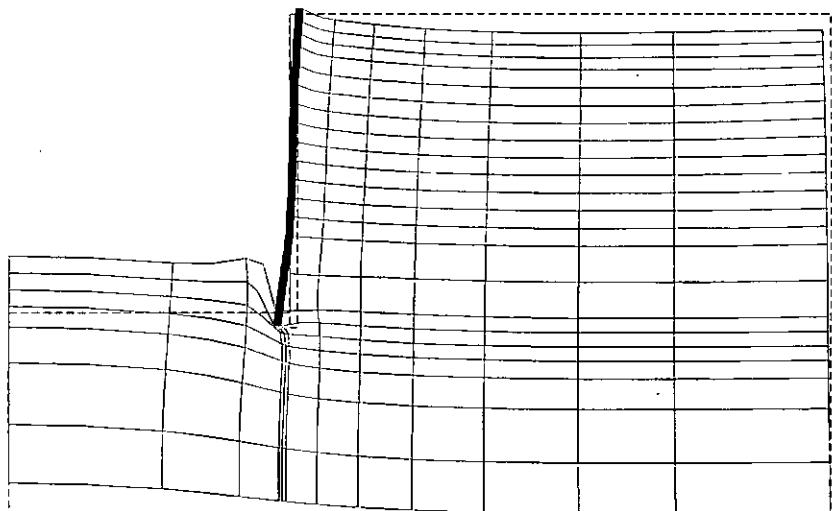
(a) elasto-plástico,
ficha = 3m

[FS= 2,4 / 2,0]



(b) elasto-plástico,
ficha = 1m

[FS= 1,8 / 1,6]



(c) elasto-plástico,
sem ficha

[FS= 1,7]

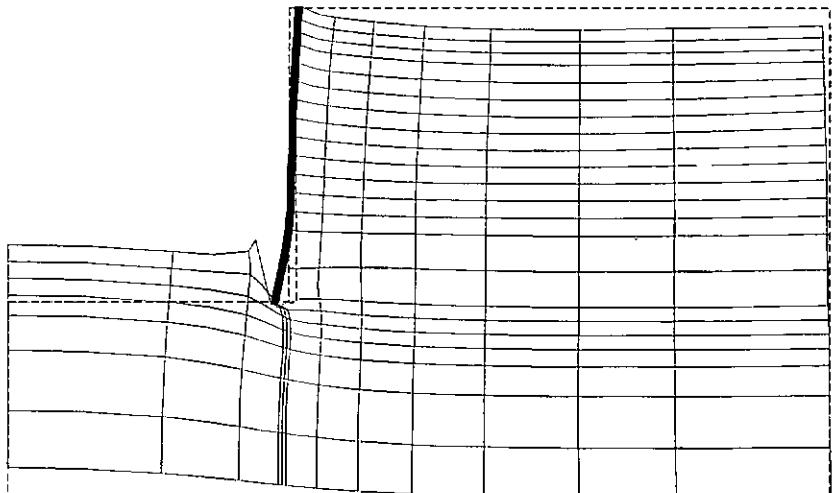
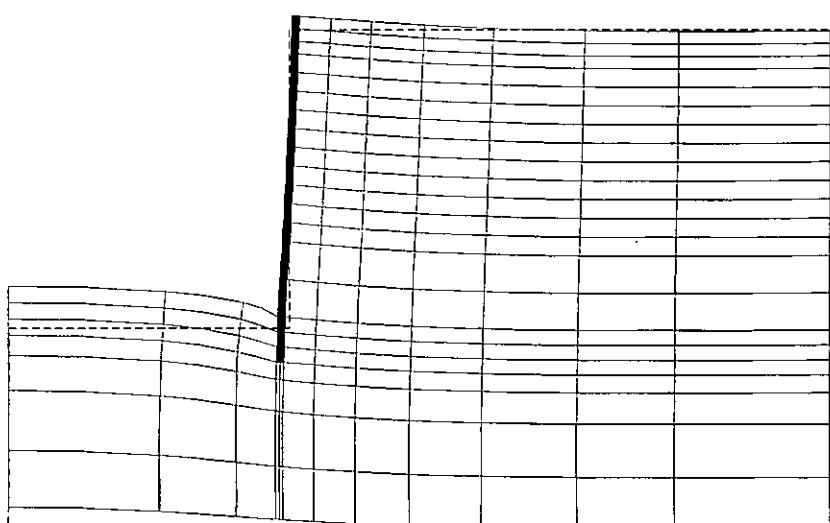


Fig. VII.80:

Malha deformada na região próxima à parede para diferentes comprimentos de ficha, tempo = 500 dias, rebaixamento freático, solo elasto-plástico, $k = 10^{-7}$ m/s, deformações ampliadas 20 vezes.

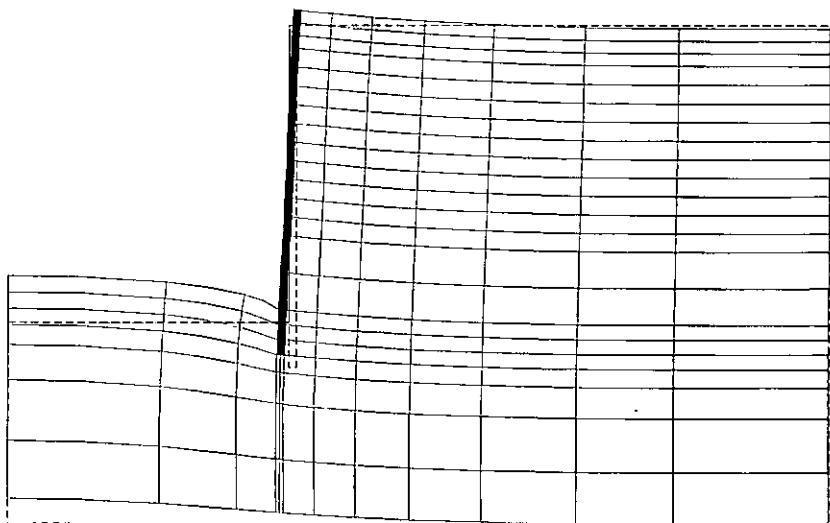
(a) $k = 10^{-8} \text{ m/s}$

[FS= 2,2 / 1,7]



(b) $k = 10^{-7} \text{ m/s}$

[FS= 2,1 / 1,5]



(c) $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$

[FS= 2,4 / 2,2]

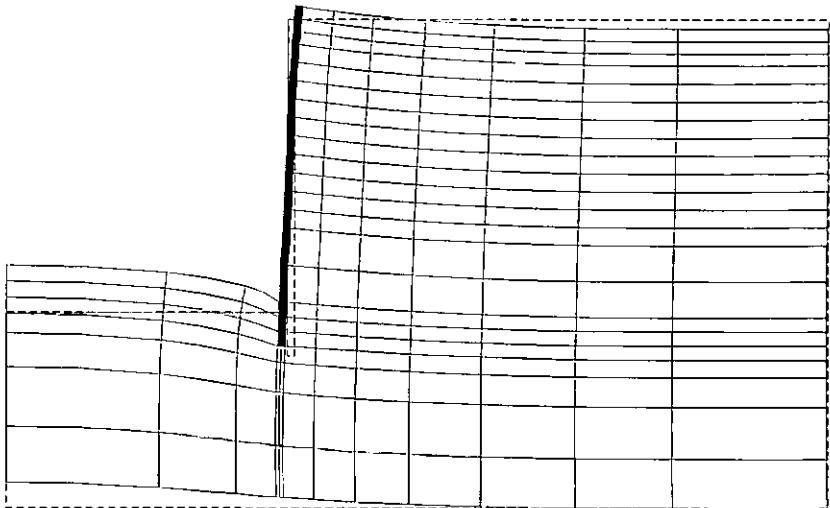
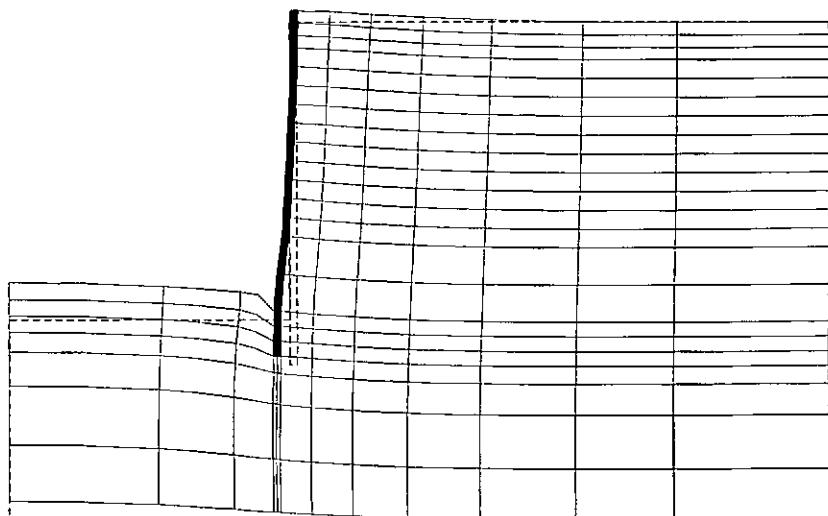


Fig. VII.81: Malha deformada na região próxima à parede para solo elástico com diferentes permeabilidades, tempo = 500 dias, rebaixamento freático, deformações ampliadas 20 vezes.

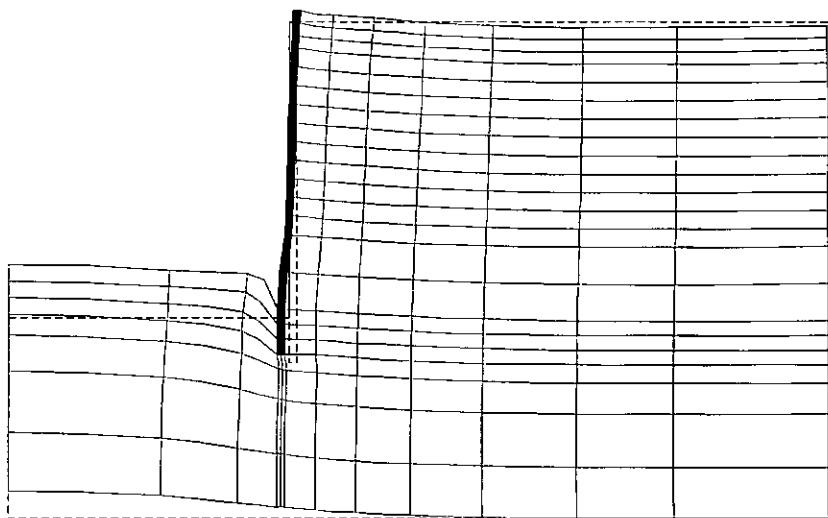
(a) $k = 10^{-8} \text{ m/s}$

[FS= 2,3 / 1,7]



(b) $k = 10^{-7} \text{ m/s}$

[FS= 2,1 / 1,6]



(c) $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$

[FS= 2,4 / 2,2]

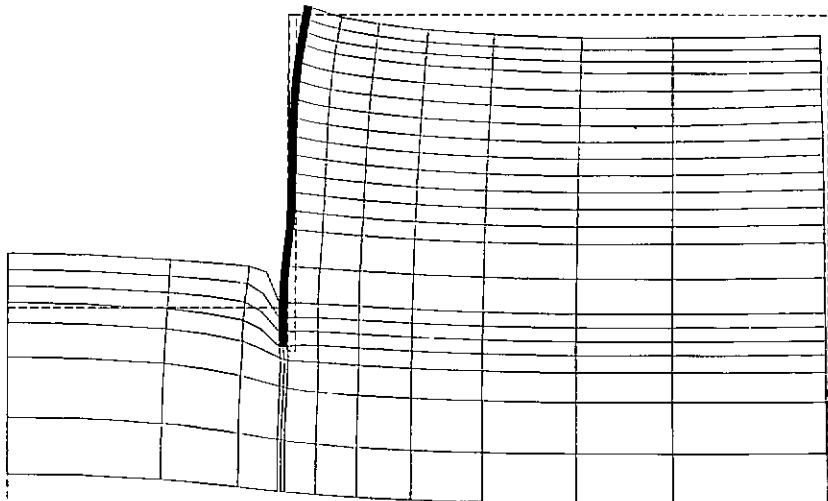


Fig. VII.82:

Malha deformada na região próxima à parede para solo elasto-plástico com diferentes permeabilidades, tempo = 500 dias, rebaixamento freático, deformações ampliadas 20 vezes.

A comparação das figs. VII.81 e VII.82 indica que os parâmetros considerados na modelagem elástica e elasto-plástica resultaram, para o caso analisado, em deformações de ordem de grandeza semelhante. Por sua vez, os fatores de segurança à ruptura de fundo obtidos pelo programa AROFU foram praticamente coincidentes.

A evolução do deslocamento vertical da superfície externa e do deslocamento horizontal da parede é apresentado nas figs. VII.83 a VII.89 para diferentes análises. Estas figuras permitem uma visualização das deformações ao longo do tempo, e destacam aspectos de interesse prático.

A comparação das figs. VII.84 e VII.86 explica o efeito da queda do nível freático. Nestas análises foram considerados para o solo comportamento tensão-deformação elástico e permeabilidade $k = 10^{-7}$ m/s. O rebaixamento, neste caso incipiente ao término da escavação, provoca um significativo aumento do recalque no intervalo de 125 a 500 dias, acompanhado de um ligeiro deslocamento do topo da parede para fora da escavação.

A comparação das figs. VII.83, VII.84 e VII.85 destaca a influência das condições de drenagem no comportamento da escavação. Tem-se praticamente comportamentos drenado para $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s (fig. VII.83) e não drenado para $k = 10^{-8}$ m/s (fig. VII.85).

Em termos de deslocamentos verticais as diferenças estão associadas principalmente ao prazo de rebaixamento do nível freático. Observa-se nas figs. VII.84a e VII.85a que os recalques são praticamente coincidentes durante a escavação (50 e 75 dias), quando o rebaixamento era inexistente em ambos os casos, e se diferenciam a partir de 100 dias, quando o rebaixamento mostra-se efetivo para o caso de $k = 10^{-7}$ m/s (fig. VII.84a). Apesar de permitir-se o rebaixamento, no caso de $k = 10^{-8}$ m/s este praticamente inexistiu, note-se a semelhança dos recalques apresentados nas figs. VII.85a e VII.86a (freática fixa). Por outro lado, o efeito do rebaixamento concomitante à escavação é claro quando observamos os recalques acelerados da fig. VII.83a em oposição ao que se verifica nas figs. VII.84a e VII.85a.

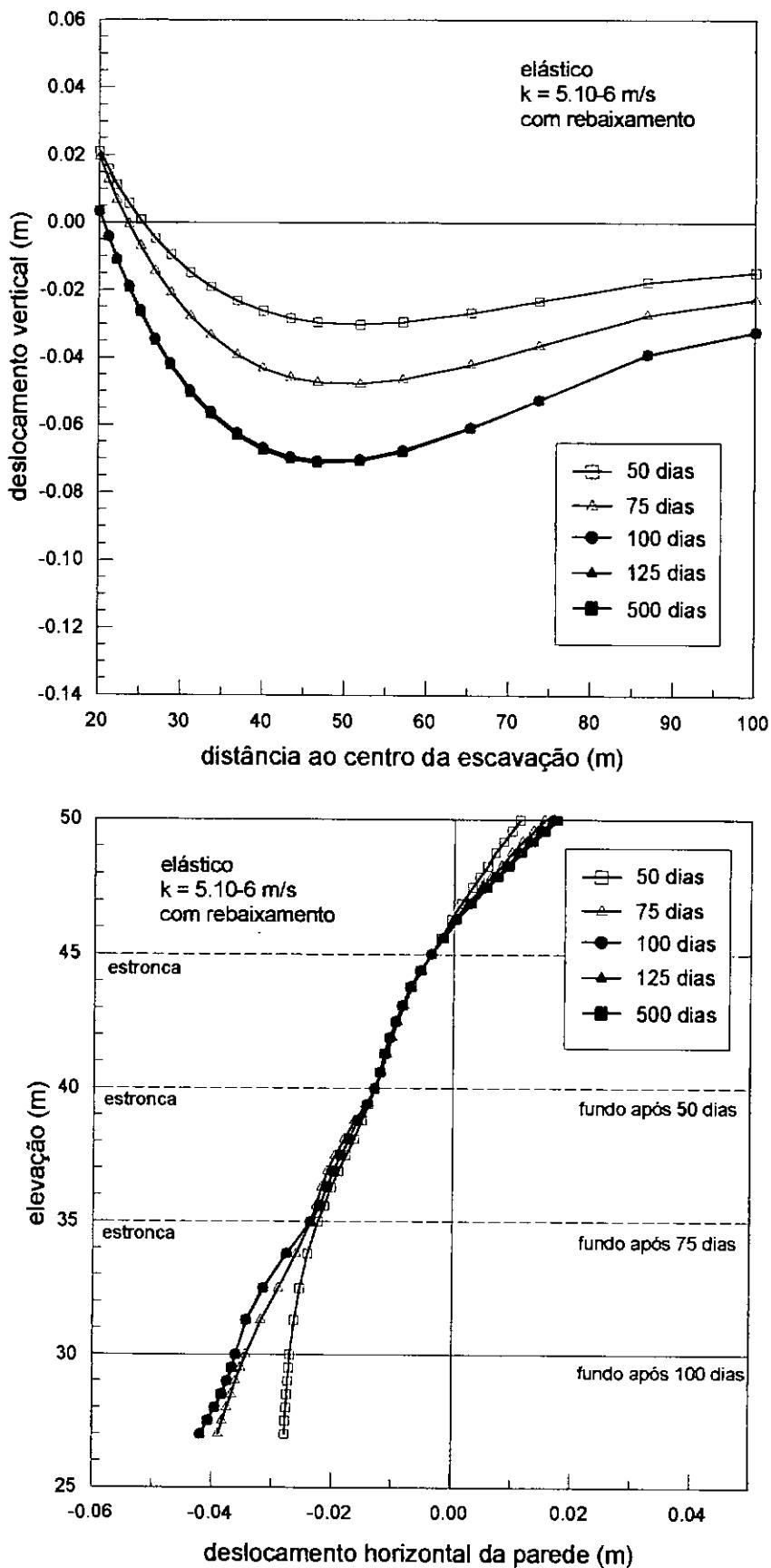


Fig. VII.83:

Deslocamento vertical ao lado da escavação e deslocamento horizontal da parede para análise considerando rebaixamento freático, solo elástico e $k = 5.10^{-6}$ m/s (caso A2 no quadro VII.2).

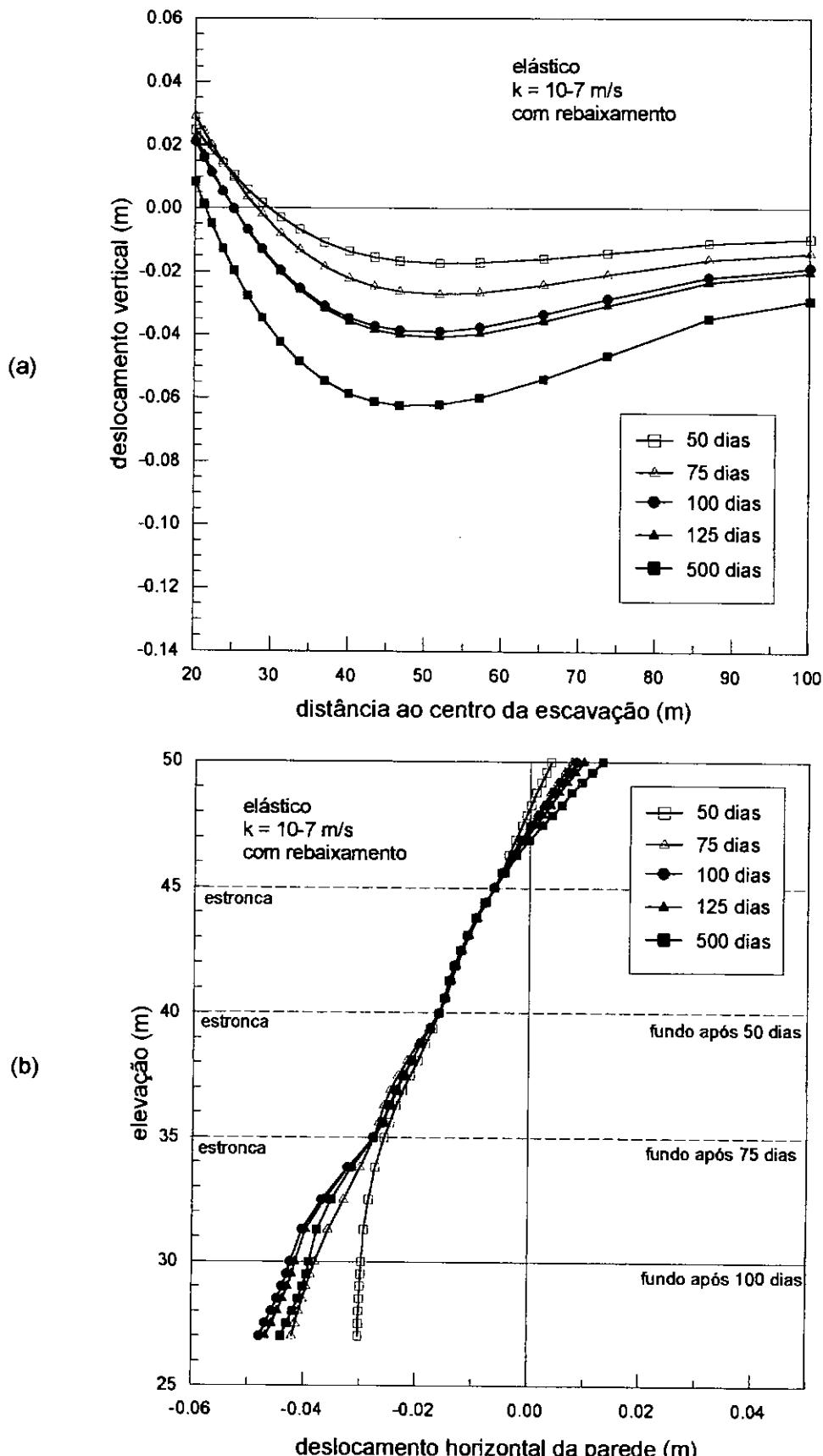


Fig. VII.84: Deslocamento vertical ao lado da escavação e deslocamento horizontal da parede para análise considerando rebaixamento freático, solo elástico e $k = 10^{-7}$ m/s (caso A1 no quadro VII.2).

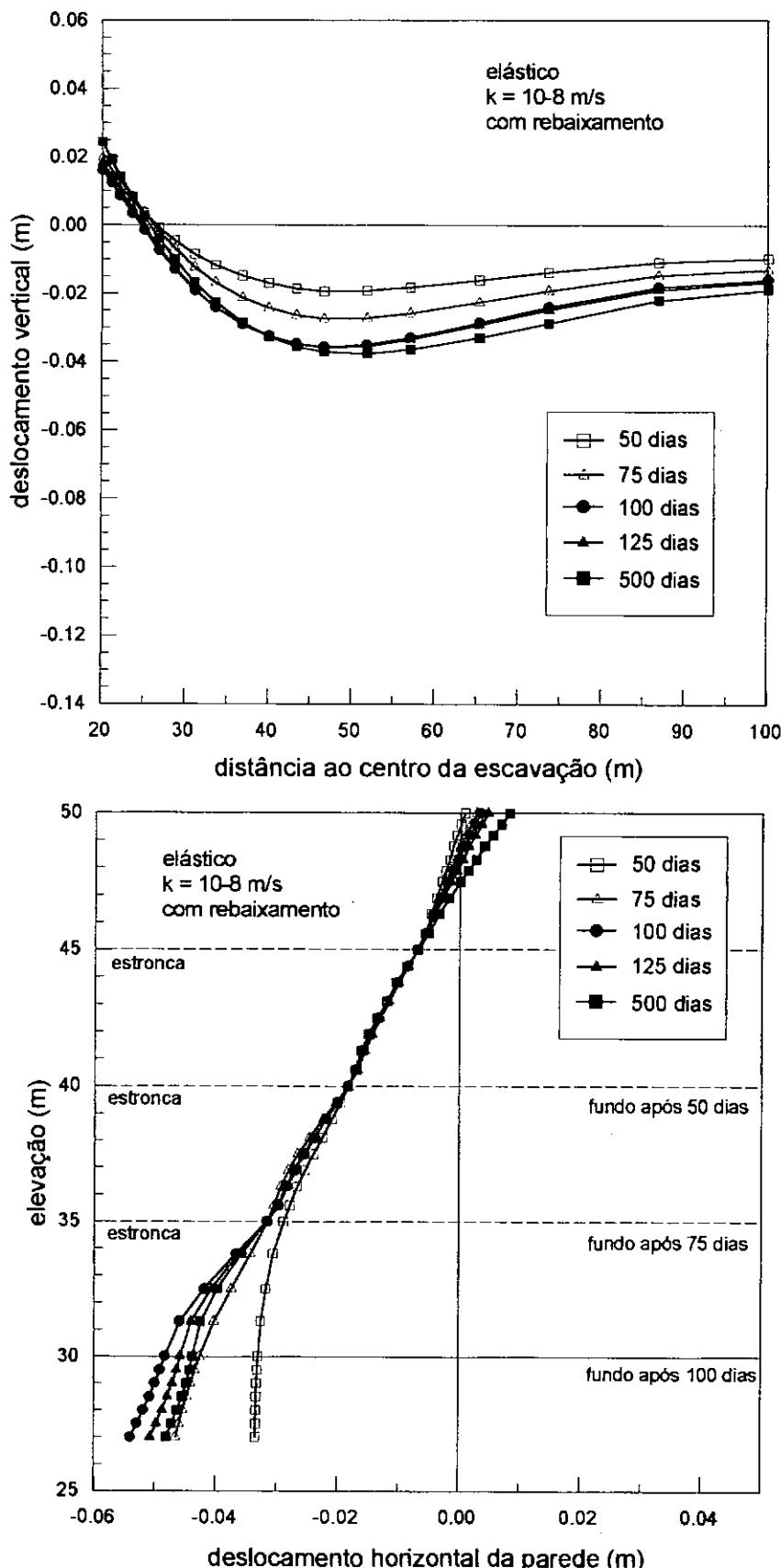


Fig. VII.85: Deslocamento vertical ao lado da escavação e deslocamento horizontal da parede para análise considerando rebaixamento freático, solo elástico e $k = 10^{-8}$ m/s (caso A6 no quadro VII.2).

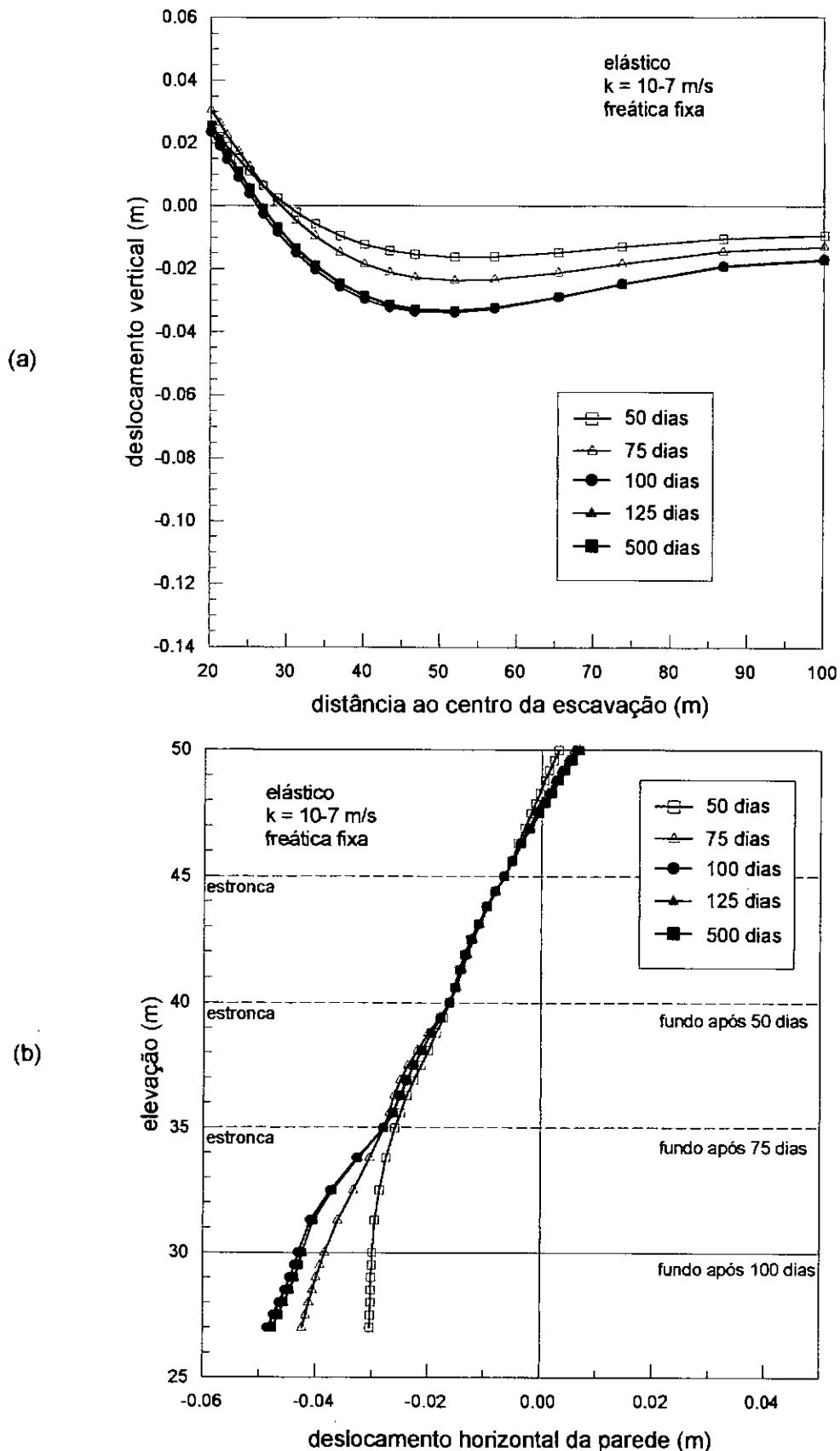


Fig.

VII.86:

Deslocamento vertical ao lado da escavação e deslocamento horizontal da parede para análise considerando linha freática fixa, solo elástico e $k = 10^{-7}$ m/s (caso A12 no quadro VII.2).

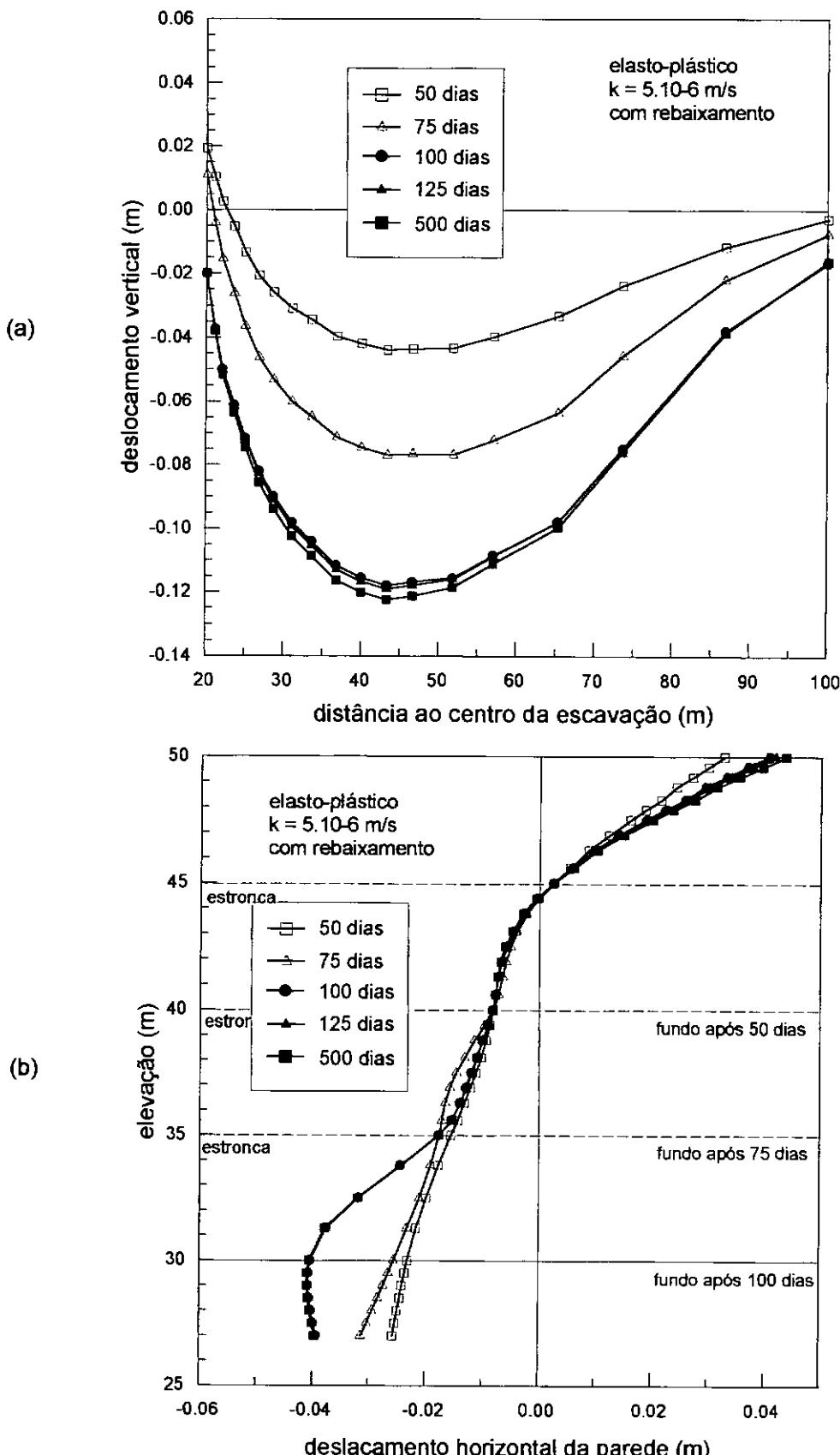


Fig. VII.87: Deslocamento vertical ao lado da escavação e deslocamento horizontal da parede para análise considerando rebaixamento freático, solo elasto-plástico e $k = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ (caso C2 no quadro VII.2).

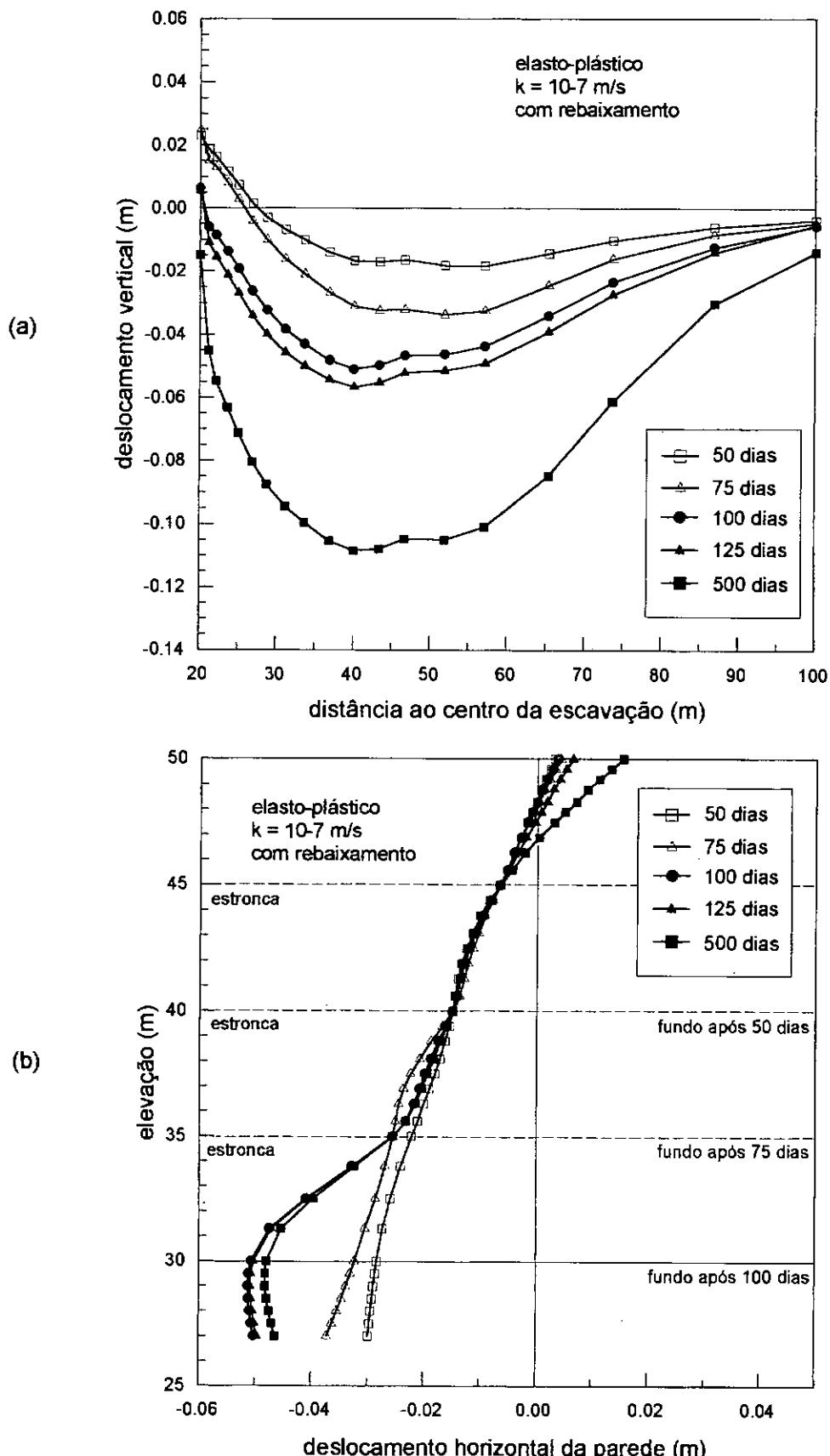


Fig. VII.88:

Deslocamento vertical ao lado da escavação e deslocamento horizontal da parede para análise considerando rebaixamento freático, solo elasto-plástico e $k = 10^{-7} \text{ m/s}$ (caso C1 no quadro VII.2).

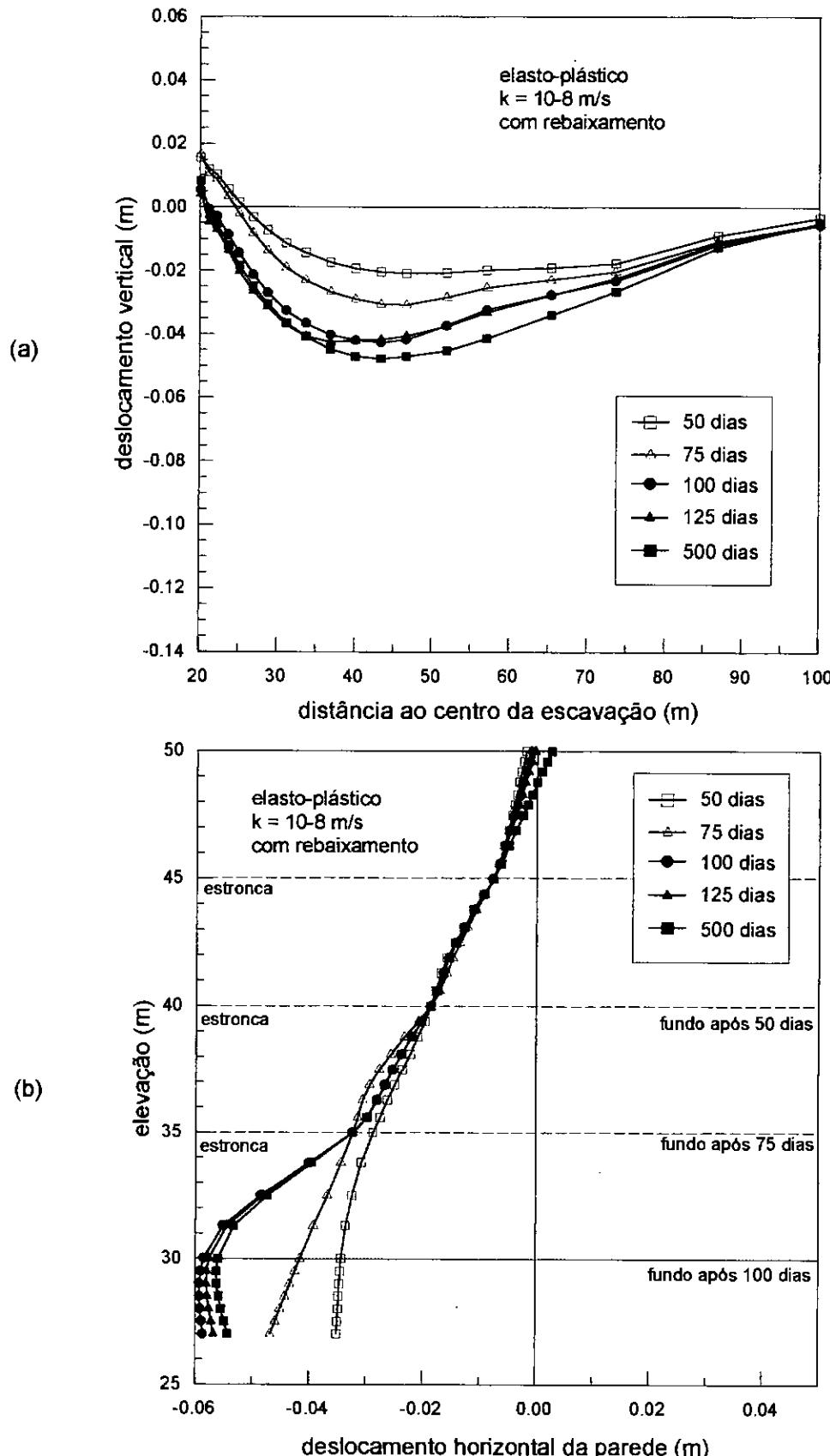


Fig. VII.89:

Deslocamento vertical ao lado da escavação e deslocamento horizontal da parede para análise considerando rebaixamento freático, solo elasto-plástico e $k = 10^{-8}$ m/s (caso C6 no quadro VII.2).

A influência da dissipação do excesso de poropressão durante o processo de escavação também pode ser observada em termos da movimentação horizontal da parede. Observa-se que, ao final da escavação, a condição "não drenada", fig. VII.85b, apresenta-se mais deslocada para a direita do que a condição "drenada", fig. VII.83b.

Em termos de comportamento global, os resultados obtidos através da modelagem elasto-plástica, apresentados nas figs. VII.87, VII.88 e VII.89 para diferentes condições de permeabilidade, podem ser considerados similares aos obtidos com a modelagem elástica. No caso elasto-plástico, entretanto, observam-se maiores recalques, particularmente quando associados ao rebaixamento freático. Por sua vez os deslocamentos laterais da parede apresentam uma marcante mudança no padrão de deformações durante a fase final de escavação (entre 75 e 100 dias), provavelmente associada à generalização da plastificação na região próxima à base da parede.

VII.5 Análise dos resultados

As análises de estabilidade de fundo associadas ao estudo paramétrico indicaram que condições transientes de fluxo, e correspondentes transientes de poropressão, tensão efetiva e deformação, podem vir a ter uma influência decisiva nas condições de estabilidade ao longo do tempo. A partir dos resultados obtidos pode-se destacar para o problema estudado os seguintes aspectos:

- O efeito do rebaixamento do nível freático em torno da escavação se fez sentir em termos de deformações e em termos de estabilidade de fundo.
- A dissipação do excesso negativo de poropressão oriundo do alívio de tensões mostrou-se contrária à estabilidade da escavação.
- A queda do nível freático decorrente das novas condições de contorno hidráulicas mostrou-se favorável à estabilidade da escavação.
- A conjugação dos efeitos resultantes da dissipação do excesso de poropressão e do rebaixamento freático, opostos em termos de estabilidade, pode resultar em condições

críticas em um tempo que não corresponde nem ao final da escavação (condição de curto prazo) nem ao tempo infinito (condição de longo prazo).

- A consideração de diferentes condições de drenagem através da variação da permeabilidade, mantidos fixos os demais parâmetros de análise, indicou a ocorrência de um patamar superior e de um limite inferior para a variação do FS no tempo seguinte à escavação.
- O patamar superior corresponde à condição estacionária a ser atingida após toda a dissipação de excesso de poropressão e o completo rebaixamento.
- O limite inferior corresponde à condição de completa dissipação de excesso de poropressão e rebaixamento inexistente.
- A variação do FS no tempo para as análises realizadas refletiu aproximadamente a variação da poropressão média na região próxima ao fundo da escavação.
- A consideração de diferentes relações de tensão-deformação para o solo, mantidos constantes os parâmetros de resistência, não resultou em diferenças qualitativas do comportamento transiente da escavação em termos de estabilidade de fundo, provocando, entretanto, uma defasagem da variação do FS no tempo.
- Em termos de estabilidade, uma escavação realizada em 10 dias em solo com permeabilidade k comportou-se no momento de seu término como uma escavação realizada em 100 dias em solo com permeabilidade $k/10$. A partir de então a evolução do FS seguiu o mesmo padrão obtido para a escavação realizada em 100 dias em solo com permeabilidade k .
- A observação dos caminhos de tensões avaliadas em três diferentes pontos próximos à escavação ilustrou como a conjugação de diferentes fatores pode afastar as trajetórias das correspondentes aos simples alívio de tensão horizontal ao lado da escavação e de tensão vertical ao fundo.

- O recalque superficial ao lado da escavação foi significativamente afetado pelo rebaixamento do nível freático.
- A movimentação lateral da parede próximo ao fundo apresentou um valor máximo ao final da escavação sob condição tendendo a não drenada, sendo a seguir reduzida durante a dissipação de excesso de poropressão e o rebaixamento.

A análise da variação do FS sob os efeitos do rebaixamento freático e da dissipação do excesso de poropressão indica que os mesmos ocorreram defasados no tempo para o problema analisado. A fig. VII.90 ilustra as regiões no plano permeabilidade:tempo associadas aos efeitos de rebaixamento freático completo e de dissipação do excesso de poropressão incompleta.

Em termos de demanda por recursos computacionais foram observados os seguintes tempos de execução para as análises de tensão-deformação (programa CRISP):

- solo elástico, freática fixa: 6 horas e 35 minutos
- solo elástico, com rebaixamento: 6 horas e 12 minutos
- solo elasto-plástico, com rebaixamento: 6 horas e 25 minutos.

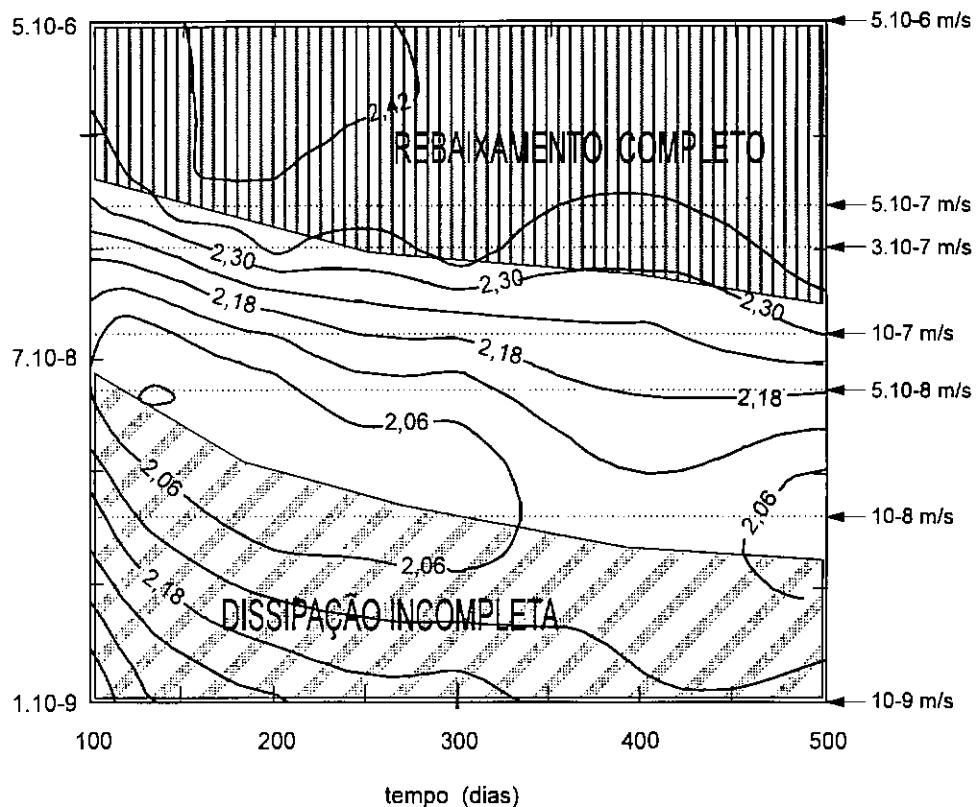
Por sua vez, após completa a entrada de dados via teclado, a execução de uma análise de estabilidade de fundo (programa AROFU) durou tipicamente 2 minutos. As análises foram realizadas em um computador PC 486 DX50, ram 16 Mb.

VII.6 Comentários

Métodos para o projeto de escavações são disponíveis desde os meados deste século. Entretanto, somente recentemente foi possível considerar de forma efetiva aspectos mais complexos deste tipo de obra, tais como o transiente fluxo-deformação, o rebaixamento do nível freático e a interação do solo com estruturas de contenção mais elaboradas. Por sua vez o constante desenvolvimento de modelos de comportamento para o solo tem permitido análises mais realistas dos problemas de escavações, embora estas sofram sempre as limitações impostas pela complexidade inerente ao solo real heterogêneo.

(a)

coef. de permeabilidade (m/s) (log)



(b)

coef. de permeabilidade (m/s) (log)

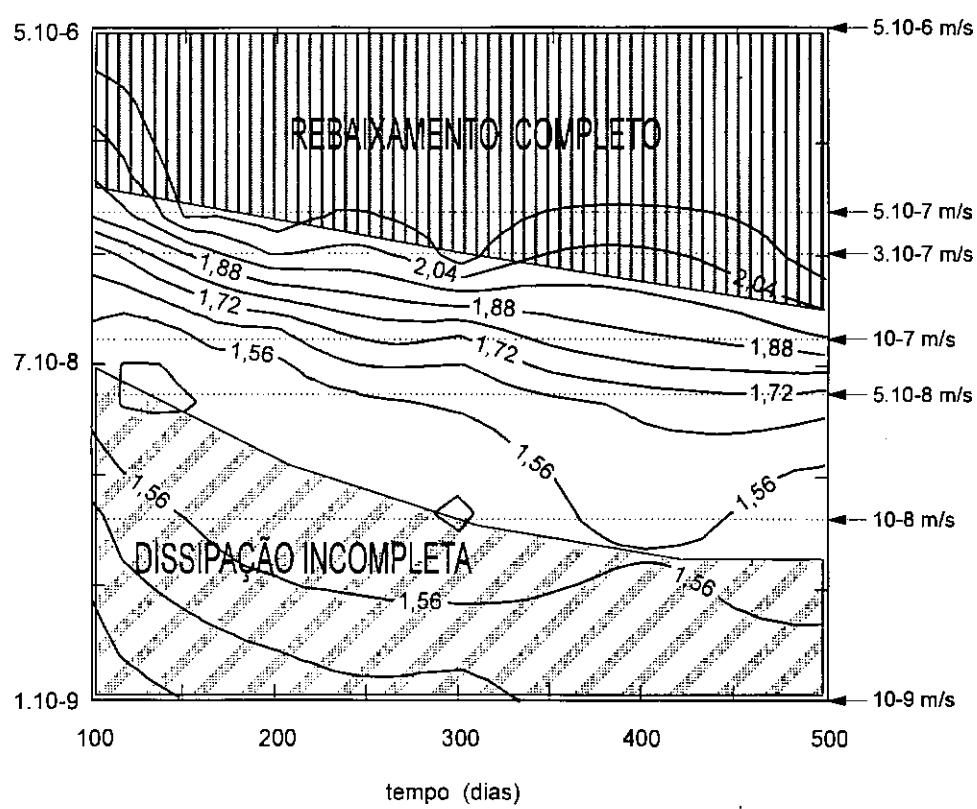


Fig. VII.90:

Mapas apresentando a variação de FS no plano k:t, considerando (a) e desconsiderando (b) a resistência da zona F.

Dependendo de uma conjugação de fatores como velocidade de escavação, condições de drenagem, permeabilidade e compressibilidade do solo, os aspectos transientes do comportamento de uma escavação podem ser relevantes tanto do ponto de vista da estabilidade como do de deformação.

O estudo paramétrico de um problema hipotético através de uma análise tensão-deformação-fluxo acoplada permitiu caracterizar a evolução do comportamento de uma escavação ao longo do tempo quando forem relevantes os aspectos transientes, incluindo o rebaixamento freático.

As condições de estabilidade mostraram-se bastante sensíveis ao rebaixamento. Quando resultante o rebaixamento (condição suficientemente drenada) o fator de segurança mostrou-se significativamente superior para o problema analisado (região indicada na fig. VII.90 como "rebaixamento completo").

A condição não drenada em termos de dissipação tendeu a ser favorável em termos de estabilidade para o problema analisado (região indicada na fig. VII.90 como "dissipação incompleta").

Na condição não drenada em relação ao rebaixamento e drenada em relação a dissipação, ou seja, rebaixamento ainda desprezível e completa dissipação do excesso de poropressão, encontram-se os valores mínimos de fator de segurança para o problema analisado.

As análises indicaram que não necessariamente as condições críticas de estabilidade em escavações ocorrem a longo prazo, conforme admitido por exemplo por Bishop e Bjerrum (1960), fig. VI.2.

A modelagem a nível de variáveis de elementos, tal como a implementada neste trabalho, é capaz de oferecer soluções para problemas práticos de maior complexidade. Embora incorrendo em simplificações de modelagem e/ou numéricas, soluções aproximadas podem fornecer ao engenheiro um balizamento para tomadas de decisão com maior confiabilidade.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSÃO

VIII.1 Conclusões

Foi elaborada uma solução aproximada para incorporar a modelagem do rebaixamento da superfície freática a análises de problemas de escavações em solos saturados sob condições transientes de fluxo e deformação.

A implementação da modelagem foi realizada modificando-se o programa CRISP (Britto e Gunn, 1987). Tal como implementada a solução é aplicável à análise tensão-deformação-fluxo em escavações atingindo profundidade abaixo do nível freático. Não é considerado "acoplamento" em relação ao tempo em termos de efeitos viscosos, assim como não é considerado um modelo de comportamento próprio para solos não saturados.

A simulação de rebaixamento freático obtida pelo programa CRISP então modificado foi comparada com trabalhos outros encontrados na literatura e apresentou bons resultados. A oscilação da linha freática ao longo do tempo, própria da modelagem implementada, não compromete a simulação dos efeitos do rebaixamento transiente.

Os resultados das análises em termos de deformações e de tensões também indicam que a solução implementada modela o comportamento do solo de forma coerente.

Utilizando as poropressões previstas pelo programa CRISP modificado, foram avaliadas as condições de estabilidade de fundo da escavação através do programa AROFU (Ehrlich, 1987). Segundo esta metodologia foi possível investigar a variação do fator de segurança sob o efeito de condições transientes.

As análises indicaram que os efeitos do rebaixamento (queda do nível freático) e da dissipação (dissipação do excesso de poropressão oriundo da variação do estado de tensões decorrente do processo de escavação) são opostos em termos de estabilidade de fundo da escavação. Enquanto a ocorrência de rebaixamento freático mostrou-se

favorável à estabilidade, o processo de dissipação de excesso de poropressão mostrou-se desfavorável.

As análises também indicaram que os efeitos do rebaixamento e da dissipação podem ocorrer defasados no tempo. Para o problema analisado os efeitos do rebaixamento mostraram-se atrasados em relação aos da dissipação. Consequentemente, a condição crítica em termos de estabilidade correspondeu à condição transiente de completa dissipação de excesso de poropressão e rebaixamento ainda incipiente.

A análise paramétrica do problema permitiu avaliar a influência de fatores como velocidade de escavação, compressibilidade do solo, diferentes modelos tensão-deformação para o solo e do comprimento de ficha da contenção.

As deformações previstas para o problema analisado se mostraram sensíveis às condições de drenagem e aos efeitos do rebaixamento freático.

VIII.2 Sugestões para futuras pesquisas

A implementação da modelagem do rebaixamento freático pode ser integrada a outras implementações recentemente desenvolvidas na COPPE/UFRJ para a sofisticação do sistema CRISP, tal como a consideração da variação da permeabilidade com o índice de vazios. Uma sugestão para pesquisa é a integração dos diferentes avanços em uma única ferramenta.

A manipulação de variáveis a nível de elementos pode ser aplicada para modelar outros aspectos do comportamento do solo. Uma sugestão para pesquisa é o emprego desta técnica para implementar modelos da influência do tempo no comportamento do solo recentemente desenvolvidos na COPPE/UFRJ.

A despeito dos progressos em termos de modelagem, ainda restam desafios associados à complexidade típica do comportamento dos solos e à heterogeneidade dos mesmos, dificuldades que sempre acompanham as análises de problemas práticos. A aplicação de alternativas não determinísticas, tais como as técnicas de redes neurais e de lógica *fuzzy*, são sugestões de pesquisa para superar estes desafios.

NOTAÇÃO

A = área de seção transversal

A = ângulo de influência da escavação (Ou e outros, 1993)

A = parâmetro de poropressão (Bishop e Bjerrum, 1960)

a, b = propriedades do solo (Gardner, 1958)

a = vetor de funções de forma (Hsi e Small, 1992a)

A, B = constantes características do solo (Mesri e Olson, 1971)

AI = extensão da influência da escavação (Ou e outros, 1993)

c = constante

c' = coesão efetiva

c_v = coeficiente de adensamento

C = capacidade de umidade específica

C_c = coeficiente de compressão

C_k = índice de variação da permeabilidade

C_s = coeficiente de descompressão

d = indicador de derivada

d = diâmetro dos grãos

D = profundidade de análise no programa AROFU

e = índice de vazios

e_0 = índice de vazios inicial

e_{cs} = parâmetro do solo (estados críticos)

E = módulo de deformação de Young

E' = módulo de Young efetivo

\mathbf{f} = vetor de forças

\mathbf{F} = vetor de forças nodais equivalentes

F_{red} = fator de redução da permeabilidade

FS = fator de segurança

g = aceleração da gravidade

\mathbf{g} = vetor de forças que simula remoção de solo

G = módulo de deformação cisalhante

G^* = módulo de deformação cisalhante modificado (Graham e Houlsby, 1983)

G_s = densidade dos grãos

\mathbf{G}^{FS} = matriz de fluxo relativo ao rebaixamento do nível d'água

h = carga hidráulica total

h = vetor de carga hidráulica

h^{FS} = vetor de carga hidráulica na superfície livre.

Hm = carga hidráulica média

i = gradiente hidráulico

k = condutividade hidráulica, coeficiente de permeabilidade

k_c = permeabilidade específica

k₀ = coeficiente de permeabilidade inicial

k_i = coeficiente de permeabilidade na direção i

k_{sat} = coeficiente de permeabilidade saturada

k_{ij}^s = tensor de condutividade hidráulica saturada

k_{ij} = condutividade hidráulica na direção para uma variação de potencial na direção j

k_w = coeficiente de permeabilidade da fase água

k = parâmetro do solo (Camclay)

K = constante de proporcionalidade

K = módulo de deformação volumétrica

K* = módulo de deformação volumétrica modificado

K₀ = fator de forma dos poros

K = matriz de rigidez

l, L = distância linear

L = matriz de acoplamento

LC = linha de simetria

m = número de elementos adjacentes

m_{entra} = massa de fluido que entra no elemento

m_{sai} = massa de fluido que sai do elemento

m_v = coeficiente de compressibilidade volumétrica

m₁^w, m₂^w = coeficientes usados em Lam e outros (1987)

M = parâmetro de atrito (estados críticos)

M = matriz de tensões

n = porosidade

n = parâmetro característico do solo (Samarasinghe e outros, 1982)

n = direção normal à fronteira de fluxo

N = parâmetro do solo (Camclay)

N = matriz função de forma

NA = nível d'água

NT = nível do terreno

OCR = grau de sobredensamento

p = pressão na água

p = variável de tensão hidrostática

p' = variável de tensão hidrostática efetiva

p₀ = variável p de referência no eixo hidrostático

p_a = pressão atmosférica

p_{lim} = poropressão negativa limite

q = variável de tensão cisalhante

Q = vazão

s = variável de tensão (Lambe e Whitman, 1969)

S = grau de saturação

S₀ = superfície específica dos grãos

SF = superfície freática

S_s = acumulação específica

S_y = rendimento específico

t = tempo

t = variável de tensão (Lambe e Whitman, 1969)

T = tortuosidade do caminho de fluxo

T = fator tempo

T_1, T_2, T_3 = ângulos das cunhas de ruptura (Ehrlich, 1987)

u = poropressão

u_a = poropressão no ar

u_i = deslocamento na direção i

u_w = poropressão na água

v = velocidade aparente de fluxo

v = volume específico

v_i = velocidade de fluxo na direção i

v_{sf} = velocidade de deslocamento da linha freática

V_e = volume do elemento escavado

V_T = volume total

V_w = volume de água

w = teor de umidade gravimétrico

W = trabalho mecânico

\mathbf{W} = vetor de forças de massa

x, y, z = ordenadas espaciais

z = carga hidráulica de posição

α = ângulo de inclinação

α = compressibilidade do meio poroso

α = fator de integração

β = compressibilidade do fluido

β = inclinação da superfície livre (Hsi e Small, 1992a)

Γ = parâmetro do solo (estados críticos)

Γ = contorno de superfície livre (Hsi e Small, 1992a)

γ_w = peso específico da água

γ_{ij} = deformação distorcional específica na direção i no plano j

δ = vetor de deslocamentos nodais

Δ = indicador de variação

ϵ^p = tensor de deformações plásticas

ϵ_{ij} = deformação normal específica na direção i no plano j

ϵ_p = deformação volumétrica

ϵ_q = deformação cisalhante

ϵ_p^e = deformação volumétrica elástica

ϵ_p^p = deformação volumétrica plástica

ϵ_q^e = deformação cisalhante elástica

ϵ_q^p = deformação cisalhante plástica

η = razão entre tensões q e p

λ = parâmetro do solo (estados críticos)

ν = coeficiente de Poisson

ν' = coeficiente de Poisson efetivo

θ = teor de umidade volumétrica

μ = viscosidade dinâmica do fluido

ρ = massa específica da água

σ = tensão normal

σ_i = tensão normal na direção i

σ_{ij} = tensão na direção i no plano j

σ = vetor de tensões

σ' = tensão normal efetiva

σ_h' = tensão horizontal efetiva

σ_v' = tensão vertical efetiva

σ_{oct} = tensão octaédrica normal

τ = tensão cisalhante

τ_{oct} = tensão octaédrica cisalhante

τ_{ij} = tensão cisalhante na direção i no plano j

ϕ = ângulo de atrito

ϕ' = ângulo de atrito efetivo

ψ = carga hidráulica de pressão

ψ_a = carga de pressão de entrada de ar

Φ = matriz de fluxo

∂ = indicador de derivada parcial

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADACHI, T. e OKA, F. (1982) "Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity", Soils and Foundations, 22(4), p57-70.
- AGRAWAL, G., FROST, J.D. e CHAMEAU, J.L. (1994) "Data analysis and modeling using an artificial neural network", Proceedings 13th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Nova Delhi, p1441-1444.
- AKAI, K., OHNISHI, Y., MURAKAMI, T. e HORITA, M. (1979) "Coupled stress flow analysis in saturated-unsaturated medium by finite element method", Proceedings 3th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, p241-249.
- ALMEIDA, M.S.S. (1978a) "Revisão dos modelos tensão-deformação de solos utilizados no método dos elementos finitos", Anais Conf. sobre Análise, Projeto e Construção de Estruturas de Centrais Nucleares.
- ALMEIDA, M.S.S. (1978b) "A análise elasto-plástica em problemas geotécnicos", Solos e Rochas, 1(2), p55-75.
- ALMEIDA, M.S.S. (1982) "The undrained behaviour of the Rio de Janeiro clay in the light of critical state theories", Solos e Rochas, 5(2), p3-24.
- ALMEIDA, M.S.S., DANZIGER, F.A.B. e OLIVEIRA, E.B. (1987) "Comportamento tensão-deformação de ensaios triaxiais de solos previsto através de modelos de estados críticos", Anais VIII Congr. Latino-América e Ibérico, p215-233.
- ALONSO, E.E., GENS, A. e JOSA, A. (1990) "A constitutive model for partially saturated soils", Géotechnique, 40(3), p405-430.

ALVES, M.C.M. (1982) "Estudo da estabilidade de valas escoradas por equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

ARULANANDAN, K., SHEN, C.K. e YOUNG, R.B. (1971) "Undrained creep behaviour of a coastal organic silty clay", Géotechnique, 21(4), p359-375.

ATKINSON, J.H. e BRANSBY, P.L. (1978) The Mechanics of Soils - An Introduction to Critical State Soil Mechanics, McGraw Hill.

BANERJEE, P.K. e YOUSIF, N.B. (1986) "A plasticity model for the mechanical behaviour of anisotropic consolidated clay", I.J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 10, p521-541.

BANERJEE, P.K., KUMBHOJKAR, A.S. e YOUSIF,, N.B. (1988) "Finite element analysis of the stability of a vertical cut using an anisotropic soil model" Canadian Geotechnical Journal, 25, p119-127.

BARDEN, L. (1965) "Consolidation of clay with non-linear viscosity", Géotechnique, 15, p345-362.

BATHE, K. e KHOSGOFTAAR, M.R. (1979) "Finite element free surface seepage analysis without mesh iteration", I. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 3, p13-22.

BAZANT, Z.P. e KIM, J. (1986) "Creep of anisotropic clay: microplane model", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(4), p458-475.

BIOT, M.A. (1941) "General theory of three-dimensional consolidation", Journal of Applied Physics, 12, p155-164.

BIOT, M.A. (1955) "Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid", Journal of Applied Physics, 26, p182-185.

- BIOT, M.A. (1956) "Theory of deformation of a porous viscoelastic anisotropic solid", Journal of Applied Physics, 27, p459-467.
- BISHOP, A.W. e BJERRUM, L. (1960) "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems", Proceedings Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, p437-501.
- BJERRUM, L. (1967) "Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings", Géotechnique, 17, p83-117.
- BJERRUM, L. e EIDE, O. (1956) "Stability of struttued excavations in clay", Géotechnique, 6(1), p32-47.
- BOLTON, M.D., BRITTO, A.M., POWRIE, W. e WHITE, T.P.(1989) "Finite element analysis of a centrifuge model of a retaining wall embedded in a heavily overconsolidated clay", Computers and Geotechnics, 7, p289-318.
- BORGES, J.B. (1991) "Análise do adensamento da fundação da barragem de Juturnaíba", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- BORJA, R.I. (1990) "Analysis of incremental excavation based on critical state theory", Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 116, p964-985.
- BORJA, R.I. e KAVAZANIAN, E. (1985) "A constitutive model for the stress-strain-time behaviour of 'wet' clays", 35(3), p283-298.
- BORJA, R.I., LEE, S.R. (1990) "Cam-Clay plasticity, part I: implicit integration of elasto-plastic constitutive relations", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 78, p49-72.
- BOUWER, H. (1964) "Unsaturated flow in ground-water hydraulics", Journal of the Hydraulics Div., ASCE, 90(5), p121-144.
- BRITTO, A.M. (1991) CRISP90 - User's and Programmers's Guide, Cambridge University.

BRITTO, A.M. e GUNN, M. (1987) Critical State Soil Mechanics via Finite Elements, Ellis Horwood Ltd.

BRUGGER, P.J. (1990) "Análise numérica de estacas submetidas a esforços de compressão", Tese de mestrado, COPPE/UFRJ.

BUISMAN, A.S.K. (1936) "Results of long duration settlement teste", Proceedings 1st Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., p103-105.

BURLAND, J.B. (1965) "The yielding and dilation of clay", Géotechnique, 15, Correspondence, p211-214.

CASAGRANDE, A. e WILSON, S.D. (1951) "Effect of rate of loading on the strenght of clays and shales at constant water content", Géotechnique, p251-263.

CHAI, J.C. e BERGADO, D.T. (1993) "Some techniques for finite element analysis of embankments on soft ground", Canadian Geotechnical Journal, 30, p710-719.

CHAN, W.T., CHOW, Y.K. e LIU, L.F. (1995) "Neural network: an alternative to pile driving formulas", Computers and Geotechnics, 17, p135-156.

CHANDRASEKARAM, V.S. e KING, G.J.K. (1974) "Simulation of excavation using finite elements", Journal of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, 100(9), p1086-1089.

CHANG, C.S. (1987) "Boundary element method in drawdown seepage analysis for earth dams", Journal of Computing in Civil Engineering ASCE, 1(2), p83-98.

CHEN, W.F. (1975) Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier S.P.C., Amsterdam.

CHEN, W.F. (1984) "Constitutive modelling in soil mechanics" in Mechanics of Engineering Materials, Desai e Gallagher eds., John Willey & Sons Ltd, p91-120.

CHENG, Y.M. e TSUI, Y. (1993) "An efficient method for the free surface seepage flow problems", Computers and Geotechnics, 15, p47-62.

CHOPRA, M.B. e DARGUSH, G.F. (1992) "Finite element analysis of time-dependent large-deformation problems", Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 16, p101-130.

CHRISTIAN, J.T. e BOEHMER, J.W. (1970) "Plane strain consolidation by finite elements", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 96(4), p1435-1457.

CIVIDINI, A. e GIODA, G. (1984) "An approximate f.e. analysis of seepage with a free surface", I.J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol.8, p 549-566.

CIVIDINI, A. e GIODA, G. (1989) "On the variable mesh finite element analysis of unconfined seepage problems", Geotechnique nº2 p251-267.

CLOUGH, R.W. e WOODWARD, R.J. (1967) "Analysis of embankment stress and deformations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 93(4), p529-549.

CROUCH, R.S. e WOLF, J.P. (1994) "Unified 3D critical state bounding-surface plasticity model for soils incorporating continuous plastic loading under cyclic paths. Part I: constituti relations", Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 18, p735-758.

CUNDALL, P.A. e STRACK, O.D.L. (1979) "A discrete numerical model for granular assemblies", Géotechnique, 29(1), p47-65.

DAFALIAS, Y.F. e HERRMANN,, L.R. (1982) "Bounding surface formulation of soil plasticity" in Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads, Pande e Zienkiewicz eds., John Wiley & Sons Ltd, p253-282.

DAVIS, L.A. e NEUMAN, S.P. (1983) Documentation and User's Guide: UNSAT2 - Variably Saturated Flow Model, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington.

- DAVIS, E.H. e RAYMOND, G.P. (1965) "A non linear theory of consolidation", Géotechnique, 15(2), p161-173.
- DAY, R.A. e POTTS, D.M. (1993) "Modelling sheet pile retaining walls", Computers and Geotechnics, 15, p125-143.
- DEBIDIN, F. e LEE, C.F. (1980) "Groundwater and drawdown in a large earth excavation", Canadian Geotechnical Journal, 17, p185-202.
- DESAI, C.S. (1976) "Finite element residual schemes for unconfined flow", I.J.Numerical Methods in Engineering, p1415-1418.
- DESAI, C.S. e CHRISTIAN, J.T. (1977) Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai & Christian Eds., McGraw Hill.
- DRUCKER, D.C., GIBSON, R.E. e HENKEL, D.J. (1957) "Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity", Transactions ASCE, p338-344.
- DUNCAN, J.M. e CHANG, C. (1970) "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div.Engineering ASCE, 96, p1629-1653.
- DUNCAN, J.M., OZAWA, Y., LADE, P.V. e BOOKER, J.R. (1977) "An elasto-plastic stress-strain relationship for cohesionless soil", Proceedings 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Tokio, p45-50.
- EHRLICH, M. (1987) "Um Método de Análise de Escavações Escoradas Sujeitas a Movimentação de Fundo", Tese D.Sc. COPPE/UFRJ.
- EISENSTEIN, Z. e LAW, S.T.C. (1977) "Analysis of consolidation behavior of Mica dam", Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, 103, p879-895.

ELLIS, G.W., YAO, C., ZHAO, R. e PENUMADU, D. (1995) "Stress-strain modeling of sands using artificial neural networks", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(5), p429-435.

FINN, W.D.L. (1967) "Finite-element analysis of seepage through dams", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 93(6), p41-48.

FONTENELLE, A.S. (1987) "Análise numérica de aterro sobre solo compressível utilizando as teorias de estados críticos e de adensamento de Biot", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

FONTENELLE, A.S., ALMEIDA, M.S.S. e FERREIRA, C.S.M. (1987) "Análise de elementos finitos de um aterro teste utilizando as teorias de estados críticos e de adensamento de Biot", Anais VIII Congresso Latino Americano e Ibérico sobre Métodos Computacionais para Engenharia, Rio de Janeiro.

FOURIE, A.B. (1994) "Finite element analysis of braced excavations in soft clay", Proceedings 13th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., New Delhi, p1375-1380.

FRANCE, P.W., PAREKH, C.J., PETERS, J.C. e TAYLOR, C. (1971) "Numerical analysis of free surface seepage problems", Journal of the Irrigation and Drainage Div., ASCE, 97(1), p165-179.

FREDLUND, D.G. E MORGESTERN, N.R. (1977) "Stress state variables for unsaturated soils", J. Geotechnical Engineering Div., ASCE, p447-466.

FREDLUND, D.G. e RAHARDJO, H. (1993) Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons.

FREEZE, R.A. (1971) "Three-dimensional, transient, saturated-unsaturated flow in a groundwater basin", Water Resources Research, 7(2), p347-366.

FREEZE, R.A. e CHERRY, J.A. (1979) Groundwater, Prentice Hall, NJ.

GARDNER, W.R. (1958) "Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table" Soil Science, 85, 4. (referência não consultada)

GERSCOVICH, D.M.S., CAMPOS, T.M.P. e VARGAS Jr., E.A. (1992) "Influência de aspectos 3D no regime de fluxo em encostas", Anais 1ª Conf. Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, p559-575.

GHABOSSI, J. e PECKNOLD, D.A. (1984) "Incremental finite element analysis of geometrically altered structures", Int. J. for Numerical Methods in Eng., 20, p2051-2064.

GIBSON, R.E., ENGLAND, G.L. e HUSSEY, M.J.L. (1967) "Theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers", Géotechnique, 17, p261-273.

GIBSON, R.E., GOBERT, A. e SCHIFFMAN, R.L. (1990) "On Cryer's problem with large displacements and variable permeability", Géotechnique, 40(4), p627-631.

GIBSON, R.E., SCHIFFMAN, R.L. e CARGILL, K.W. (1981) "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers", Canadian Geotechnical J., 18, p280-293.

GIFFORD, J.B. (1987) "Microcomputers in civil engineering: use and misuse", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE, 1(1), p61-68.

GOBARA, W. e PINTO, C.S. (1993) "A teoria do adensamento de Mikasa", Solos e Rochas, 16(1), p3-14.

GOH, A.T.C. (1990) "Assessment of basal stability for braced excavation systems using the finite element method", Computers and Geotechnics, 10, p325-338.

GOH, A.T.C., WONG, K.S. e BROMS, B.B. (1995) "Estimation of lateral wall movements in braced excavations using neural networks", Canadian Geotechnical Journal, 32, p1059-1064.

GONÇALVES, A.M. (1990) "Estudo da rotura de fundo de uma escavação escorada", Tese M.Sc. COPPE/UFRJ.

GRAHAM, J. e HOULSBY, G.T. (1983) "Anisotropic elasticity of a natural clay", Géotechnique, 33(2), p165-180.

GRAHAM, J., NOONAN, M.L. e LEW, K.V. (1983) "Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay", Canadian Geotechnical Journal, 20, p502-516.

GU VANASEN, V. e VOLKER, R.E. (1980) "Numerical solutions for unsteady flow in unconfined aquifers", I.J. Numerical Methods in Engineering, 15, p1643-1657.

HO, D.Y.F., FREDLUND, D.G. e RAHARDJO, H. (1992) "Volume change indices during loading and unloading of an unsaturated soil", Canadian Geotechnical Journal, 29, p195-207.

HOLT, D.A. e GRIFFITHS, D.V. (1992) "Transient analysis of excavations in soil", Computers and Geotechnics, 13, p159-174.

HOULSBY, G.T. e WROTH, C.P. (1982) "Direct solution of plasticity problems in soils by the method of characteristics", Proceedings 4th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, 3, p1059-1071.

HSI, J.P. e SMALL, J.C. (1992a) "Simulation of excavation in a poro-elastic material", Int. J. Numerical Analytical Methods in Geomechanics, 16, p25-43.

HSI, J.P., SMALL, J.C. (1992b) "Analysis of excavation in an elasto-plastic soil involving drawdown of the water table", Computers and Geotechnics, 13, p1-19.

HSI, J.P., SMALL, J.C. (1992c) "Ground settlements and drawdown of the water table around an excavation", Canadian Geotechnical Journal, 29, p740-756.

HSI, J.P., SMALL, J.C. (1993) "Application of a fully coupled method to the analysis of an excavation", Soils and Foundations, 33(4), p36-48.

HSIEH, H.S., KAVAZANJIAN, E. e BORJA, R.I. (1990) "Double-yield-surface Cam-clay plasticity model", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(9), p1381-1421.

HVORSLEV, M.J. (1960) "Physical components of the shear strength of saturated clays", Proceedings Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, p169-273.

HWANG, C.T., MORGENSEN, N.R. e MURRAY, D.W. (1971) "On solutions of plane strain consolidation problem by finite element methods", Canadian Geotechnical Journal, 8, p109-117.

ITURRI, E.A.Z. (1991) "Análise elasto-plástica da construção de aterros", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.

ITURRI, E.A.Z. (1994) "Implementação do modelo hiperbólico e da permeabilidade em função do índice de vazios no CRISP92", Segundo seminário para exame de qualificação acadêmica para candidatos ao doutoramento, COPPE/UFRJ.

KAISER, P.K. e HEWITT, K.J. (1980) "Influence of the seepage on the design of deep excavations", Preprint Canadian Geot. Conf., Calgary, Canada, p10.2.1-10.2.14.

KAVAZANJIAN, E. e MITCHELL, J.K. (1977) "A general stress-strain-time formulation for soils", Proceedings 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Tokio, p113-120.

KEEDWELL, M.J. (1977) "The rate process approach to soil behaviour", Proceedings 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Tokio, p121-127.

KISHNAMI, S.S. e BORJA, R.I. (1993) "Seepage and soil-structure interaction effects in braced excavations", Journal of Geotechnical Engineering, 119(5), p912-928

KNEESE, F.Q.S. (1977) "Aplicações do método dos elementos finitos a estudos conjuntos de percolação e estabilidade", Anais Simpósio sobre Sistemas Computacionais para Engenharia Civil, COPPE/UFRJ.

KOCHEN, R. e ZAGOTTIS, D. (1983) "Conceitos básicos da teoria tridimensional do adensamento", Solos e Rochas, vol.6 p3-19.

KONDNER, R.L. (1963) "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, 89, p115-143.

KRÖPLIN, B., BETTZIECHE, V. e BREMER, C. (1988) "Interactive modelling system for finite element applications in geomechanics", Proceedings 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck.

KUHN, M.R. e MITCHELL, J.K. (1993) "New perspectives on soil creep", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(3), p507-524.

KUTTER, B.L. e SATHIALINGAM, N. (1992) "Elastic-viscoplastic modelling of the rate dependent behaviour of clays" Géotechnique, 42, p427-441.

LADE, P.V. (1977) "Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces", Int.Journal Solids Structures, 13, p1019-1035.

LADE, P.V. (1990) "Single-hardening model with application to NC clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(3), p394-414.

LADE, P.V. e DUNCAN, J.M. (1975) "Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil", Journal of the Geotechnical Engineering Div. ASCE, 101, p1037-1053.

LADE, P.V e NELSON, R.B. (1987) "Modeling the elastic behavior of granular materials", Int. J. Numerical Analytical Methods in Geomechanics, 11. (referência não consultada)

LAM, L., FREDLUND, D.G. e BARBOUR, S.L. (1987) "Transient seepage model for saturated-unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach" Canadian Geotechnical J., 24 p565-580.

LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. (1969) Soil Mechanics, Wiley.

LAMBE, T.W. (1970) "Braced excavations", Proc. Spec. Conf. on Lateral Stress in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, Ithaca, NY, p149-218. (referência não consultada)

LEROUEIL, S., BOUCLIN, G., TAVENAS, F., BERGERON, L., ROCHELLE, P. (1990) "Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain", Canadian Geotechnical Journal, 27, p568-579.

LEWIS, R.W., SCHREFLER, B.A. e SIMONI, L. (1991) "Coupling versus uncoupling in soil consolidation", Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 15, p533-548.

LI, G.C. e DESAI, C.S. (1983) "Stress and seepage analysis of earth dams", J. Geotechnical Engineering Div. ASCE, p946-960.

LIANG, R.Y. e MA, F. (1992) "A unified elasto-viscoplasticity model for clays, part I: theory", Computers and Geotechnics, 13, p71-87.

LIMA, G.P. (1993) "Estudo de uma teoria não-linear para o adensamento unidimensional", Tese M.Sc. COPPE/UFRJ.

LINS, A.H.P. (1991) "Resistência e poro-pressões desenvolvidas em um solo compactado não saturado em laboratório", Tese D.Sc. COPPE/UFRJ.

- LO, K.Y. (1972) "An approach to the problem of progressive failure", Canadian Geotechnical Journal, 9, p407-429.
- LO, K.Y. e MORIN, J.P. (1972) "Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays", Canadian Geotechnical Journal, 9, p261-277.
- LOPES, F.R. (1974) Análise do controle de água em escavações pelo método dos elementos finitos, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- LOPES, F.R. (1992) "Notas de aula do curso de Métodos Numéricos em Geotecnia", COPPE/UFRJ.
- LOPES, F.R. e FEIJOO, R. (1982) "An approach to soil creep modeling", Proceedings 4th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, p189-195
- LOPES, F.R. e VERTAMATTI, E. (1984) "Estudos por elementos finitos do rebaixamento do lençol d'água e seus efeitos em escavações", Solos e Rochas, 7, p51-70
- MANA, A.I. (1978) "Finite element analyses of deep excavation behavior in soft clay", Ph.D. thesys, Stanford University.
- MANA, A.I. e CLOUGH, G.W. (1981) "Prediction of movements for braced cuts in clay", Journal of the Geotechnical Div., ASCE, 107(6), p759-777.
- MARTINEZ, M.J. e MCTIGUE, D.F. (1992) "A boundary integral method for steady flow in unsaturated porous media", I. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 16, p581-601.
- MARTINS, I.S.M. (1983) "Sobre uma nova relação índice de vazios tensão em solos", Tese M.Sc. COPPE/UFRJ.
- MARTINS, I.S.M. (1992) "Fundamentos de um modelo de comportamento de solos argilosos saturados", Tese D.Sc. COPPE/UFRJ.

MATOS, M.M. (1974) "Stability of slopes in residual soils", Tese M.Sc., University of Alberta.

McNABB, A. (1960) "A mathematical treatment of one-dimensional soil consolidation", Quarterly of Applied Mathematics, 27(4), p337-347. (referência não consultada)

MESRI, G. e OLSON, R.E. (1971) "Mechanisms controlling the permeability of clays", Clays and Clays Minerals, 19, p151-158. (referência não consultada)

MIKASA, M. (1965) "The consolidation of soft clay - a new consolidation theory and its application", Japanese Society of Civil Engineers, p21-26.

MIRANDA, A.N. (1988) "Behavior of small earth dams during initial filling", PhD Dissertation, Colorado State Univ., Fort Collins. (referência não consultada)

MIRANDA, A.N. e VANZYL, D. (1989) "Finite element method approach for collapsing soils", Proceedings 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Rio de Janeiro, p625-628.

MITCHELL, J.K. (1976) Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons.

MRÓZ, Z., NORRIS, V.A. e ZIENKIEWICZ, O.C. (1979) "Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils", Géotechnique, 29, p1-34.

MURAYAMA, S. e SHIBATA, T. (1961) "Rheological properties of clays", Proceedings 5th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Paris, I, p269-273.

MURTHY, B.R.S., VATSALA, A. e NAGARAJ, T.S. (1991) "Revised Cam-clay model", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117, p851-871.

NAGARAJ, T.S., PANDIAN, N.S. e RAJU, P.S.R.N. (1993) "Stress state-permeability relationships for fine-grained soils", Géotechnique, 43(2), p333-336.

NEUMAN, S.P. (1973) "Saturated-unsaturated seepage by finite elements", J.Hydraulics Div., ASCE p2233.

NEUMAN, S.P. e WITHERSPOON, P.A. (1971) "Analysis of nonsteady flow with a free surface using the finite element method", Water Resources Research, 7(3), p611-623.

NOGUEIRA, C.L. (1992) "Análise de escavações com acoplamento de fluxo e deformação", Tese M.Sc., PUC-RJ.

ODA, M. (1974) "A mechanical and statistical model of granular material", Soils and Foundations, 14(1), p13.

OHTA, H. (1971) "Analysis of deformation of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement of embankment", Dr. Engrg. thesis, Kyoto Univ., Japan. (referência não consultada)

OHTSU, H. e KAMEMURA, K. (1985) "An application of coupled stress-flow analysis to the field problem", Proceedings 5th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, p597-604.

OSAIMI, A.E. e CLOUGH, G.W. (1979) "Pore-pressure dissipation during excavation", Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, 105(4), p481-498.

OU, C.Y., HSIEH, P.G. e CHIOU, D.C. (1993) "Characteristics of ground surface settlement during excavation", Canadian Geotechnical Journal, 30, p758-767.

PALMERTON, J.B. (1972) "Creep analysis of Atchafalaya Levee foundation", Proceedings Symposium on Applications of the Finite Element Method in Geotechnical Eng. Vicksburg, p843-862.

PANDE, G.N. e PIETRUSZCZAC, S. (1986) "A critical look at constitutive models" in Geomechanical Modelling in Engineering Practice, Dungar e Studer eds., Balkema.

PANDE, G.N. e SHARMA, K.G. (1983) "Multi-laminate model of clays - a numerical evaluation of the rotation of the principal stress axes", Int. Journal Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 7, p397-418.

PECK, R.B. (1969) "Deep excavations and tunneling in soft ground", Proceedings 7th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Mexico, Report, p225-290.

PENDER, M.J. (1978) "A model for the behaviour of overconsolidated soil", Géotechnique, 28, p1-25.

PENDER, M.J. (1988) "Constitutive modelling of geotechnical materials", Notas de aula, University of California, Berkeley.

PENUMADU, D., JIN-NAN, L., CHAMEAU, J.L. e ARUMUGAM, S. (1994) "Rate dependent behavior of clays using neural networks", Proceedings 13th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Nova Delhi, p1445-1448.

PERZYNA, P. (1963) "The constitutive equations for rate sensitive plastic materials", Quarterly of Applied Mathematics, 20(4), p321-332.

PONTES FILHO, I.D.S. (1993) "Análise limite não linear em problemas geotécnicos", Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ.

PRÉVOST, J. e HÖEG, K. (1975) "Effective stress-strain-strength model for soils", Journal of the Geotechnical Engineering Div. ASCE, 101, p259-278.

QIAN, Y., GRAY, D.H., WOODS, R.D. (1993) "Voids and granulometry: effects on shear modulus of unsaturated sands", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119, p295-314.

RENDULIC, L. (1936) "Porenziffer und porenwasserdruck in tonen", Der Bauingenieur, 17, p559-564. (referência não consultada)

RICHARDS, B.G. (1974) "Behaviour of unsaturated soils" em Soil Mechanics - New Horizons, Lee (ed.).

ROSCOE, K.H. e SCHOFIELD, M.A. (1963) "Mechanical behaviour of an idealised wet-clay", Proceedings 2nd European Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., 1, p47-54.

ROSCOE, K.H., SCHOFIELD, M.A. e WROTH, C.P. (1958) "On the yielding of soils", Géotechnique, p22-53.

SAMARASINGHE, A.M., HUANG, Y.H. e DRNEVICH, V.P. (1982) "Permeability and consolidation of normally consolidated soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 108(6), p835-850.

SANDHU, R.S. (1972) "Finite element analysis of consolidation and creep", Proceedings Symposium on Applications of the Finite Element Method in Geotechnical Eng. Vicksburg, p697-738.

SANDHU, R.S. e LIU, H. (1979) "Analysis of consolidation of viscoelastic soils", Proceedings 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, p1255-1263.

SANDHU, R.S. e WILSON, E.L. (1969) "Finite-element analysis of seepage in elastic media", Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, 95, p641-651.

SANDRONI, S.S. (1981) "Solos residuais. Pesquisas realizadas na PUC-RJ", Anais Simpósio Brasileiro sobre Solos Tropicais em Engenharia

SANTOS NETO, P.M. (1990) "Compressibilidade de solos não-saturados com bolhas de ar oclusas", Tese D.Sc., COPPE/UFRJ.

SANTOS NETO, P.M., MENESCAL, R.A.M., ASSIS, A.P. e CARVALHO, J.C. (1991) "Linhas de pesquisa em solos não-saturados na UNB", Anais Seminário sobre Solos Não-Saturados, Brasília, p16-23.

SANTAMARINA, J.C. e CHAMEAU, J.L. (1987) "Expert systems for geotechnical engineers", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE, 1(4), p241-252.

SARAMAGO, R.P. e EHRLICH, M. (1994) "Estudo da influência da rigidez relativa parede/solo sobre o comportamento de escavações escoradas", Anais 10ºCOBRAMSEF, p857-864.

SCHIFFMAN, R.L., CHEN, A.T., JORDAN, J.C., (1969) "An analysis of consolidation theories", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE, 95(1), p285-312.

SCHOFIELD, A.N. (1980) "Cambridge geotechnical centrifuge operations", Géotechnique, 30(3), p227-268.

SCHOFIELD, A.N. e WROTH, C.P. (1968) Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill.

SMITH, I.M. e GRIFFTHS, D.V. (1982) Programming the Finite Element Method, John Wiley & Sons.

SINGH, A. e MITCHELL, J.K. (1968) "General stress-strain-time function for soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 94, p21-46.

SOARES, M.M. (1971) "Problemas de estado de equilíbrio limite nos solos: seu estudo e sua programação", Tese M.Sc. COPPE/UFRJ.

SOARES, M.M. (1977) "Alguns programas automáticos existentes na área de mecânica dos solos da COPPE", Anais Simpósio sobre Sistemas Computacionais para Engenharia Civil, COPPE/UFRJ.

SOMASUNDARAM, S. e DESAI, C.S. (1988) "Modelling and testing for anisotropic behaviour of soils", Journal of Engineering Mechanics ASCE, 114(9), p1473-1495.

SRIDHARAN, A. e SIVAPULLAIAH, P.V. (1987) "Engineering behaviour of soils contaminated with different pollutants", Environmental Geotechnics and Problematic Soils and Rocks, Balasubramaniam e outros eds., Balkema, p165-178.

TATSUOKA, F. e ISHIHARA, K. (1974) "Yielding of sand in triaxial compression", Soil and Foundations, 14(2), p63-76.

TAVENAS, F., JEAN, P., LEBLOND, P. e LEROUEIL, S. (1983) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics", Canadian Geotechnical Journal, 20, p645-660.

TAVENAS, F. e LEROUEIL, S. (1977) "Effect of stress and time on yielding of clays", Proceedings 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Tokio, 1, p319-326.

TAYLOR, D.W. (1942) "Research on consolidation of clays", M.I.T. Dept. Civil and Sanitary Eng. Serial 82. (referência não consultada)

TAYLOR, D.W. (1948) Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons.

TAYLOR, D.W. e MERCHANT,W. (1940) "A theory of clay consolidation accounting for secondary compresions", J. Math. Phys., 19(3), p167-185. (referência não consultada)

TAYLOR, R.L. e BROWN, C.B. (1967) "Darcy flow solutions with a free surface", Journal of the Hydraulics Div., ASCE, 93(2), p25-33.

TERZAGHI, K. (1941) "Undisturbed clay samples and undisturbed clays", J. Boston Soc. Civ. Engrs., 28(3), p211-231. (referência não consultada)

TERZAGHI, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics, Wiley.

TERZAGHI, K. e FRÖLICH, O.K. (1936) "Theorie der setzung von tonschichten; eine einührung in die analytische tonmechanik", F. Deuticke, Leipzig, Germany.
(referência não consultada)

TODD, D.K. (1959) Ground Water Hydrology, John Wiley & Sons, N.Y.

TOLL, D.G. (1990) "A framework for unsaturated soil behaviour",
Géotechnique, 40, p31-44.

TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1951) Soil mechanics, foundations, and earth structures,
McGraw-Hill Book Company. (referência não consultada)

TSUI, Y. e CHENG Y.M. (1989) "A fundamental study of braced excavation construction",
Computers and Geotechnics, 8, p39-64.

VALLIAPAN, S. (1981) "Continuum Mechanics - Fundamentals", Balkema.

VARGAS Jr, E.A., LEHTOLA, R. e COSTA FILHO, L.M. (1990a) "Fluxo não-confinado,
em regime permanente, através de pilhas de rejeitos, utilizando o m.e.f. e a técnica
da malha fixa", Anais 9º COBRAMSEE, p129-133.

VARGAS Jr, E.A., VELLOSO, R. e CAMPOS, T.M.P. (1990b) "Saturated-unsaturated
analysis of water flow in slopes of Rio de Janeiro, Brazil", Computers and
Geotechnics, 10, p247-261.

WALKER, B.F. e MOHEN, F.J. (1987) "Groundwater prediction and control, and
negative pore water pressure effects" em Soil Slope Instability and Stabilisation,
Walker & Fell (eds.) Balkema, Rotterdam.

WHITMAN, R.V. e BAILEY, W.A. (1967) "Use of computers for slope stability
analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 93(4), p475-
498.

- WHITTLE, A.J., HASHASH, M.A. e WHITMAN, R.V. (1993) "Analysis of deep excavation in Boston", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(1), p69-90.
- WONG, K.S. e BROMS, B.B. (1989) "Lateral wall deflectios of braced excavations in clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(6), p853-870.
- WOOD, D.W. (1990) Soil behaviour and critical state soil mechanics, Cambridge Univ. Press.
- WROTH, C.P. e HOULSBY, G.T. (1985) "Soil mechanics - property characterization and analysis procedures", Proceedings Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., San Francisco, p1-55.
- YAMAGAMI, T., UETA, Y. e HARUMOTO, S. (1985) "Elasto-plastic uncoupled procedure for consolidation analysis and its comparison with coupled procedures", Proceedings 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, p605-612.
- YIN, J.H. e GRAHAM, J. (1989) "Viscous-elastic-plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays", Canadian Geotechnical J., 26, p199-209.
- YONG, K.Y., LEE, F.H., PARNPLOY, U. e LEE, S.L. (1989) "Elasto-plastic consolidation analysis for strutteted excavation in clay", Computers and Geotechnics, 8, p311-328.
- ZAGOTTIS, D. (1974) "O modelo de Roscoe", Anais, Primeiro Seminário Brasileiro do M.E.F. Aplicado à Mecânica dos Solos, COPPE/UFRJ.
- ZIENKIEWICZ, O.C. e PAREKH, C.J. (1970) "Transient field problems: two-dimensional and three-dimensional analysis by isoparametric finite elements" I.J. Numerical Methods in Engineering, vol.2 p61-71.

APÊNDICE 1:

Listagem das modificações implementadas no programa CRISP.

Salford Software Ltd FTN77/486 VER. 2.73 C:\FORVAMPI.FOR 09:40:27 Tuesday, 25 July 1995

COMPILER OPTIONS: LISTING INTL NO_MAP NO_CHECK LOGS DYNM OFFSET NO_ANSI
 NO_PAGETHROW NO_SILENT NO_OPTIMISE
 NO_WEITEK NO_WARN73 CR NO_PERSIST NOTIMING NO_TIMING

```

0001      C=====
0002      C      CRISP   90 VERSION [28 JUNE 90]
0003      C
0004      C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
0005      C      POROPRESSAO NEGATIVA ENTRE 0 E Plim K VARIA LOG LIN
0006      C      ENTRE Ksat E Ksat/FRED
0007      C      U < 0 LIMITADA A P2
0008      C      APLICA FLUXO SOBRE PRIMEIRO ELEM ABAIXO NAO REDUZIDO
0009      C      PERMITINDO APENAS ADICIONAR UM ELEM POR INCR POR
0010      C      VERTICAL REDUZIDA
0011      C      CARGA = SOMA DAS CARGAS ATUALIZADAS DOS
0012      C      ELEMS REDUZIDOS SEQUENCIALMENTE ACIMA
0013      C      PERMITE ELEMENTO EM CARGA VOLTAR
0014      C      A ATIVO (SE REINCIDENTE) > DZE*GAMMAW
0015      C      NAO PERMITE ELEMENTO ENCERRADO VOLTAR A ATIVO
0016      C      APLICA DH PELO INICIO DO INCREM
0017      C      REDUCAO DO TEMPO DA CARGA SOBRE FACE QUE
0018      C      INTERCEPTE FACE DRENANTE
0019      C      Parametros de implementacao:
0020      C      DESVIO=PARAMETRO PARA UMA VARIACAO MAIS BRUSCA
0021      C      ENTRE U E K
0022      C      REDFACE=FATOR REDUTOR DO TEMPO DE APLICACAO
0023      C      DE CARGA SOB FACE QUE INTERCEPTE FACE DRENANTE
0024      C--<
0025      C
0026      C      [7 APR 93]
0027      C
0028      C      1) No. of fixties increased from 200 to 2000.
0029      C
0030      C=====
0031      C      [6 MAR 93]
0032      C
0033      C      1) 2 noded beam and bar elements implemented from
0034      C      MP89GDN.FOR
0035      C
0036      C=====
0037      C      [9 SEP 92]
0038      C
0039      C      1) Array LTYP(NEL) written as part of header block to
0040      C      NRS file. This means LTYP is available for post
0041      C      processing programs even before reading the results
0042      C      from any of the increments.
0043      C
0044      C
0045      C      [1 SEP 92]
0046      C
0047      C
0048      C      1) Separate arrays G and K for storing REAL and INTEGER
0049      C      arrays separately.
0050      C
0051      C      2) Combined selected increment version with single/interactive
0052      C      and multiple/batch. GETSIZE - new routine added to allow
0053      C      array sizes for G and K to be specified from file CRISP92.SZE.
0054      C
0055      C      3) Pore pressure fixity code 3 implemented. Array PORINS now
0056      C      contains in situ pore pressures at nodes.
0057      C
0058      C      4) PR(NPR,NMT) NTY(NMT) MAT(NEL) NPLAX NPR NMT
0059      C      now written to NRS file.
0060      C      Note that if PR is altered by the user during stop-restart
0061      C      runs NRS file still contains the PR set at the beginning of
0062      C      the analysis. It is insensitive to subsequent changes to PR.
0063      C
0064      C
0065      C
0066      C      [1 OCT 91]
0067      C
0068      C      1) Routine FFIN. No. of characters read increased from 80 to 130.
0069      C      Common block /FFL/ commented out from all routines except
0070      C      for FFIN and MAST2.
0071      C
0072      C      2) Bug in stress stress codes not being printed fixed in UPOUT2.
0073      C      Zero values were printed before even in the presence of Cam
0074      C      clay models.
0075      C
0076      C      3) Bug in missing In situ eqqlbm entries for re-started analysis
0077      C      (unit 14) - *.MAS file now fixed by writing dummy record
0078      C      in routine MSUB2.
0079      C
0080      C      4) Routine FLENME updated to detect DOS parameter CRSFLN being
0081      C      set as default analysis identifier.
0082      C
0083      C      5) Routine CHKEKS - bug in INQUIRE statement fixed.
0084      C
0085      C      6) Cam-clay summary is written to unit 16. New routines
0086      C      HEDSM called by SETUP and PRNTSM called by INSIT, UPOUT added.
0087      C      New common block /EQQLBM RMAX(6),TER(3),IW16 added to
0088      C      routines MAST2, EQQLBM, PRNTSM, HEDSM.
0089      C
0090      C
0091      C=====
```

0092 C [1 NOV 90]
 0093 C
 0094 C 1) In routine MSUB2, INCS1 is set equal to INCS - 1. Previously
 0095 C it was unset for the option ISR = 1.
 0096 C
 0097 C 2) In routine UPOUT, Array VARC is zeroed. Previously retained
 0098 C values left during solution.
 0099 C
 0100 C 3) In routine UPOUT, VARC(7...) is written to MAS file instead
 0101 C of VARC(9...). Previously voids ratio was written instead of
 0102 C yield ratios.
 0103 C
 0104 C-----
 0105 C
 0106 C [6 JULY 90] LINK NUMBER CHECK SUPPRESSED FOR COURSE.
 0107 C
 0108 C
 0109 C 1) File naming conventions changed. All files relevant to a
 0110 C particular analysis identified by a single name. File type
 0111 C identified by the extension.
 0112 C
 0113 C 2) Some minor bugs fixed in routines UPOUT in calls to OUTBR,
 0114 C OUTBM (LT was missing from sub arg list).
 0115 C
 0116 C 3) FIXX3 routine modified to allow specifying the nodes in
 0117 C clockwise direction as well. [29 June 90]
 0118 C
 0119 C 4) Bug in reactions fixed. REAC is now written to unit 2
 0120 C
 0121 C
 0122 C 5) AX-STRESS changed to AXI FORCE in routines OUTBR, OUTBM UPOUT.
 0123 C [29 June 90]
 0124 C
 0125 C 6) Routines DELP, DEPT and YIELD modified to implement C(y)
 0126 C for elastic-perfectly plastic models. [12 JUNE 90]
 0127 C
 0128 C
 0129 C-----
 0130 C
 0131 C COMMON /ELASP/ NDLM,NULP included in routines UPOUT and YIELD
 0132 C to retain their values. [26 May 89]
 0133 C
 0134 C In routine UPOUT2 IF(MCS(LM).EQ.0)GOTO 82 statement moved
 0135 C to after the NGP=LINFO(11,LT) statement [26 May 89]
 0136 C
 0137 CSS
 0138 CMCC
 0139 CPP
 0140 C
 0141 C
 0142 C CRISP MAIN PROG RAM 1990
 0143 C SING LE PRECISION V ERSI ON
 0144 C
 0145 C
 0146 C
 0147 C
 0148 C VERSION N UMBE R - MPO
 0149 C
 0150 C PROGRAM LAST MODIFIED
 0151 C
 0152 C ON 23 APR IL 1990
 0153 C
 0154 C
 0155 C
 0156 CSS
 0157 CMCC
 0158 CPP
 0159 C
 0160 C-----
 0161 C
 0162 C CRISP 1990
 0163 C-----
 0164 CHARACTER*12 CMP90DAT,CRS90SOL,CMP90OUT,CRS90LNK,CRS90DSK,
 0165 + CMP90OLD,CMP90NEW,CMP90MPE,CMP90MAS,CMP90SMY
 0166 CHARACTER*12 CRS90SZE
 0167 CHARACTER*8 EDATE,TIME
 0168 COMMON /GVAR/ G(2000000),K(1200000)
 0169 COMMON /NMES/CMP90DAT,CRS90SOL,CMP90OUT,CRS90LNK,CRS90DSK,
 0170 + CMP90OLD,CMP90NEW,CMP90MPE,CMP90MAS,CMP90SMY
 0171 C-----SIZES OF ARRAYS G AND K SET IN THE PROGRAM
 0172 LGMX=2000000 AT
 0015
 0173 LKMX=1200000 AT
 001C
 0174 C LG=0 AT
 0175
 0023
 0176 LK=0 AT
 002A
 0177 C
 0178 CRS90SZE='CRISP92.SZE' AT 0031
 0179 CALL CHKEXS(CRS90SZE,'FORMATTED',2,IER)
 0180 IF(IER.EQ.1) STOP AT 005E
 0181 C
 0182 OPEN(18,FILE='CRISP92.SZE') AT 007B
 0183 CALL GETSZE(LG,LK,'MP') AT 00A2
 0184 C
 0185 IWS=2 AT
 0080

0186	IWT=1	AT
00C4		
0187	IW6=6	AT
00CB		
0188	CALL OPENF(IWT,IWS,LG,LK)	AT 00D2
0189	C	
0190	PRINT': '	AT 00EC
0191	PRINT': ***** STARTING MP 92 RUN *****	AT 0124
0192	C	
0193	WRITE(IW6,800)EDATE(),TIME()	AT 015C
0194	800 FORMAT(1X,'Analysis Date :''A8,5X,'Start time :''A8)	AT 01E6
0195	C	
0196	CALL CLOCK(ST)	AT 0239
0197	CALL MAST2(G,LG,K,LK,LGMX,LKMX)	AT 0248
0198	CALL CLOCK(FI)	AT 026C
0199	C	
0200	PRINT': '	AT 027B
0201	PRINT': ***** MP 92 RUN FINISHED *****	AT 02B3
0202	PRINT': '	AT 02EB
0203	PRINT': 'The following files have been created'	AT 0323
0204	CC WRITE(IWS,750)CMP90OUT,CRS90SOL,CMP90NEW,CMP90MPE,	
0205	CC + CMP90MAS,CRS90DSK	
0206	WRITE(IWS,750)CMP90OUT,CMP90NEW,CMP90MPE,	AT 035E
0207	+ CMP90MAS,CRS90DSK,CMP90SMY	
0208	750 FORMAT(/5X,Printed Output (Results) -'A12	AT 041E
0209	CC + /5X,'Scratch file (not needed anymore) -'A12	
0210	+ /5X,'New stop/restart file -'A12	
0211	+ /5X,'Error messages file -'A12	
0212	+ /5X,'Analysis assessment file -'A12	
0213	+ /5X,'Selected results file -'A12	
0214	+ /5X,'Cam clay summary file -'A12)	
0215	C	
0216	CALL CPUTME(ST,FI,IW6,IWS)	AT 0575
0217	C	
0218	STOP	AT
058F		
0219	END	AT
05A2		

```

0256      SUBROUTINE OPENIF(IWT,IWS,LG,LK)
0257      C*****
0258      C
0259          LOGICAL EX,OPND
0260          CHARACTER*8 FLN8,FNMEMP,FNMELK,CMULT
0261          CHARACTER*1 SEQ,FMT
0262          INTEGER*2 ERROR_CODE
0263          CHARACTER*12 CMP90DAT,CRS90SOL,CMP90OUT,CRS90LNK,CRS90DSK,
0264          +           CMP90OLD,CMP90NEW,CMP90MPE,CMP90MAS,CMP90SMY
0265      C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
0266          CHARACTER*12 TESTE
0267      C--<
0268          COMMON /NMES/CMP90DAT,CRS90SOL,CMP90OUT,CRS90LNK,CRS90DSK,
0269          +           CMP90OLD,CMP90NEW,CMP90MPE,CMP90MAS,CMP90SMY
0270          COMMON /COMBIN/IMULT
0271      C
0272      CC    IWT=1
0273      CC    IWS=2
0274      C
0275          WRITE(IWS,700)LG,LK
0276      700 FORMAT(20X,"*****" AT 001F
0277          +           /20X," CRISP MP 92 PROGRAM   "
0278          +           /20X," G(J,B,) K(J,B,) "
0279          +           /20X," [SELEC INCREM. PHREATIC VERSION] "
0280          +           /20X," LAST      MODIFIED ON 07JUN95 "
0281          +           /20X,"*****")
0282      C
0283          CALL DOSPARAM@(MPMULT,CMULT) AT 0198
0284      C
0285          IF(CMULT.EQ.'1'.OR.CMULT(1:2).EQ.'NO') THEN
0286.01      IMULT=0 AT 01B6
0287.01      ELSE IF(CMULT(1:3).EQ.'YES') THEN AT 01DF
0288.01      IMULT=1 AT 01F7
0289.01      ELSE AT 0201
0290.01      WRITE(IWS,750)CMULT
0291.01      750 FORMAT(1X,"** Error : Unable to interpret DOS parameter", AT 0247
0292.01      +           1X,'(MPMULT) which is set to ',A8
0293.01      +           1X,'. Set it to either YES or NO and '
0294.01      +           1X,'re run MP.')
0295.01      STOP AT 030C
0296.01      ENDIF AT 031F
0297.01 C
0298      10 CALL FLENME(FLN8,FNMEMP,ILM,FNMELK,ILK,2,1) AT 031F
0299      ILM=ILM AT 0353
0300      CMP90DAT=FLN8(1:IL)/'.MPD' AT 0359
0301      C
0302      CALL CHKEXS(CMP90DAT,'FORMATTED',2,IER) AT 037C
0303      C
0304          IF(IMULT.EQ.0) THEN AT 03A1
0305.01      IF(IER.EQ.1) GOTO 10 AT 03AE
0306.01      ELSE IF(IMULT.EQ.1) THEN AT 03B8
0307.01      IF(IER.EQ.1) THEN AT 03CA
0308.02      WRITE(IWS,800)CMP90DAT AT 03D4
0309.02      800 FORMAT(1X,"** Error : file ',A20,4X,' does not exist.'/ AT 0416
0310.02      +           1X,' MP run terminated.') AT 048F
0311.02      STOP AT 04A2
0312.02      ENDIF AT 04A2
0313.01      ENDIF AT 04A2
0314.01 C
0315      CRS90LNK=FNMELK(1:IL)//'.LINK' AT 04A2
0316      C
0317      CALL CHKEXS(CRS90LNK,'UNFORMATTED',2,IER) AT 04C8
0318      C
0319          IF(IMULT.EQ.0) THEN AT 04ED
0320.01      IF(IER.EQ.1) GOTO 10 AT 04FA
0321.01      ELSE IF(IMULT.EQ.1) THEN AT 0504
0322.01      IF(IER.EQ.1) THEN AT 0516
0323.02      WRITE(IWS,800)CRS90LNK AT 0520
0324.02      STOP AT 0562
0325.02      ENDIF AT 0575
0326.01      ENDIF AT 0575
0327.01 CC
0328.01 C
0329.01 CC
0330      CRS90SOL=FLN8(1:IL)//'.SOL'
0331      CRS90SOL='CRS90SOL' AT
0575
0331      CMP90OUT=FLN8(1:IL)//'.MPO'
0332      CMP90OLD=FLN8(1:IL)//'.ORS'
0333      CMP90NEW=FLN8(1:IL)//'.NRS'
0334      CRS90DSK=FLN8(1:IL)//'.DSK'
0335      CRS90DSK='CRS90DSK' AT
05F3
0336      CMP90MPE=FLN8(1:IL)//'.MPE'
0337      CMP90MAS=FLN8(1:IL)//'.MAS'
0338      CMP90SMY=FLN8(1:IL)//'.SMY' AT 0602
0339      C
0340      OPEN(11,FILE=CMP90OLD,FORM='UNFORMATTED') AT 062B
0341      CC    PRINT*, 'OLD' AT 062B
0342      CC    OPEN(12,FILE=CMP90NEW,FORM='UNFORMATTED') AT 0654
0343      CC    PRINT*, 'NEW' AT 067D
0344      CC    OPEN(4,FILE=CRS90LNK,FORM='UNFORMATTED') AT 0683
0345      CC    PRINT*, 'LINK' AT 06E9
0346      CC    OPEN(5,FILE=CMP90DAT) AT
071F
0347      CC    PRINT*, 'DAT' AT
0348      CC    OPEN(6,FILE=CMP90OUT) AT
0746
0349      CC    PRINT*, 'OUT' AT
0350      CC    OPEN(7,FILE=CRS90SOL,FORM='UNFORMATTED') AT 076D

```

```

0351 CC PRINT'; SOL'
0352 OPEN(9,FILE=CRS90DSK,FORM='UNFORMATTED') AT 07A3
0353 CC PRINT'; DSK'
0354 OPEN(14,FILE=CMP90MAS) AT 07D9
0355 CC PRINT'; MAS'
0356 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
0357 TESTE=FLN8(1:1)"/.TES' AT 0800
0358 OPEN(10,FILE=TESTE) AT 0826
0359 C--<
0360 C
0361 EX= FALSE. AT
0362 OPND=.FALSE. AT
0363 INQUIRE(FILE=CMP90MPE,NUMBER=N,FORMATTED=FMT,EXIST=EX, AT 0858
0364 +
0365 IF(EX.AND..NOT.OPND) THEN AT 08A1
0366 C_____FILE EXISTS AND HAS NOT BEEN OPENED
0367.01 CALL ERASE@(&CMP90MPE,ERROR_CODE) AT 08B5
0368.01 CALL DOSERR@(&ERROR_CODE) AT 08CD
0369.01 ENDIF AT 08DC
0370.01 C
0371 OPEN(15,FILE=CMP90MPE) AT 08DC
0372 CC PRINT'; MPE'
0373 OPEN(16,FILE=CMP90SMY) AT 0903
0374 CC PRINT'; SMY'
0375 C
0376 RETURN AT 092A
0377 END AT
092F

```

```

1552 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
1553 C SUBROUTINE SETUP()
1554 CT SUBROUTINE SETUP(NIN,NEL,NDF,MXDF,NTP,E,NIP,NVRS,
1555 CT + NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,
1556 CT + NS,NB,NL,NPRT,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN,
1557 C + INXL,MXEN,MXLD,MXFXT,LV,LL,MCORE,NVTX,ND,MDZ,NEDZ,KSS,
1558 C + XYZ,DI,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEQT,XYFT,XYFIB,
1559 C + STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,CARTD,B,DB,FT,SS,ES,
1560 C + E,PE,RN,AA,E,TE,RLT,CARTP,PORINS,
1561 C + NCORR,MAT,L,TYP,MRELVV,MREL,NRELVV,NREL,KGVN,NQ,
1562 C + JEL,IDX,NDEST,NP1,NP2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,
1563 C + CIP,V,XYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,KK,LKK,KLT,LTZ,ICTL)

1564 SUBROUTINE SETUP(
1565 + INXL,MXEN,MXLD,MXFXT,LV,LL,MCORE,NVTX,ND,MDZ,NEDZ,KSS,
1566 + XYZ,DI,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEOT,XYFT,XYFIB,
1567 + STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,CARTD,B,DB,FT,SS,ES,
1568 + E,PE,RN,AA,E,TE,RLT,CARTP,PORINS,
1569 + NCORR,MAT,L,TYP,MRELVV,MREL,NRELVV,NREL,KGVN,NQ,
1570 + JEL,IDX,NDEST,NP1,NP2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,
1571 + CIP,V,XYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,KK,LKK,KLT,LTZ,ICTL,
1572 + ICPERM,DZELEM,CENTROY,DHATUAL)

C--<
1574 C*.....
1575 C MAIN CONTROLLING ROUTINE
1576 C Calls to MSUB2 and MSUB3 interchanged to allow In situ VARINT
1577 C to be written to the NRS file.
1578 C LAST MODIFIED ON 28 AUGUST 92
1579 C*.....
1580 CHARACTER*11 TITLE
1581 REAL L,LL
1582 INTEGER TF
1583 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
1584 DIMENSION ICPERM(3,NEL)
1585 DIMENSION DZELEM(NEL)
1586 DIMENSION CENTROY(NEL)
1587 DIMENSION DHATUAL(NEL)
1588 C--<
1589 DIMENSION XYZ(NDIM,NN),DI(NDF),DA(NDF),VARINT(NVRS,NIP,NEL),
1590 + P(NDF),PT(NDF),PIB(NDF),REAC(NDF),PCOR(NDF),PEQT(NDF),XYFT(NDF),
1591 + XYFIB(NDF),STR(NVRS,NIP,NEL),PEXIB(NDF),PEXI(NDF),PCONI(NDF)
1592 DIMENSION D(NS,NS),ELCOD(NDIM,NDMX),DS(NDM,NDMX),SHFN(NDMX),
1593 + CARTD(NDIM,NDMX),B(NS,NB),DB(NS,NB),FT(NDIM,NDMX),
1594 + SS(KSS),ES(KES),LL(NL),KLT(LTZ)
1595 DIMENSION E(NDIM,NPMX),PE(NDIM,NPMX),PORINS(NN),
1596 + RN(NB),AA(NPMX),E,TE(NPMX,NPMX),RLT(NB,NPMX),CARTP(NDIM,NPMX)
1597 DIMENSION NCORR(NTP,E,NEL),MAT(NEL),LTYP(NEL),MRELVV(NEL),
1598 + MREL(MUMAX),NRELVV(NN),NREL(NNZ),KGVN(MXDF,NN),NO(NN),JEL(NEL),
1599 + IDFX(NDF),NDEST(NN),NP1(NP1),NP2(NP2),KDF(MXDF,NN)
1600 DIMENSION IFR(IFRZ),NDL(MDFE),NWL(NPMX),NMOD(NP,NEL)
1601 DIMENSION CIP(NDIM),V(LV),XYZ(NDIM),PR(NPR,NMT),
1602 + PDISLD(NDIM,LV),PRES(NDIM,LV),NTY(NMT),A(MFZ),KK(LKK)
1603 DIMENSION INCLST(10)
1604 COMMON /LABEL/ TITLE(80)
1605 COMMON /FLOW/ NPLAX
1606 COMMON /DATL/ L(4,100)
1607 COMMON /DATW/ W(100)
1608 COMMON /DIN/ D(EL(3),DEP(21))
1609 COMMON /FIX/ DXYT(6,2000),TF(6,2000),MF(2000),NF
1610 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
1611 COMMON /FREA/ NOFREA(1000),DHFREA(1000),DHANT(1000),NNFREA,
1612 + INFACE(2,1000),DHFACE(1000),DVFACE(1000),TFACE(1000),
1613 + PERMFACE(1000),NNFACES
1614 C--<
1615 COMMON /ELINF/ MINFO(6,30,15),LINFO(50,15)
1616 COMMON /PRSLD/ PRESLD(10,100),LEDG(100),NDE1(100),NDE2(100),NLED
1617 COMMON /PRLDI/ PRSLD(10,100),LED(100),ND1(100),ND2(100),ILOD
1618 COMMON /DEVICE/ IRI,IR4,IR5,IW2,W4,W6,W7,W8,W9
1619 COMMON /PARS/ PYALAR,ASML,ZERO
1620 COMMON /DEVSLIP/ IW14,IW15,IWS
1621 COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTP,E,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
1622 + IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPRT,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
1623 CT + INXL,MXEN,MXLD,MXFXT,LV,LL,MCORE,NVTX,ND,MDZ,NEDZ,KSS
1624 C
1625 C INITIALISE ALL ARRAYS
1626 C
1627 CALL ZEROR2(XYZ,NDIM,NN) AT 0424
1628 CALL ZEROR1(D,NDF) AT 043C
1629 CALL ZEROR1(DA,NDF) AT 044E
1630 CALL ZEROR1(VARINT,NVRS,NIP,NEL) AT 0460
1631 CALL ZEROR1(P,NDF) AT 047C
1632 CALL ZEROR1(PT,NDF) AT 048E
1633 CALL ZEROR1(PIB,NDF) AT 04A0
1634 CALL ZEROR1(REAC,NDF) AT
04B2
1635 CALL ZEROR1(PCOR,NDF) AT
04C4
1636 CALL ZEROR1(PEOT,NDF) AT
04D6
1637 CALL ZEROR1(XYFT,NDF) AT
04E8
1638 CALL ZEROR1(XYFIB,NDF) AT 04FA
1639 CALL ZEROR3(STR,NVRS,NIP,NEL) AT 050C
1640 CALL ZEROR1(PEXIB,NDF) AT 0528
1641 CALL ZEROR1(PEXI,NDF) AT
053A
1642 CALL ZEROR1(PCONI,NDF) AT 054C

```

1643	CALL ZEROR2(D,NS,NS)	AT
055E		
1644	CALL ZEROR2(ELCOD,NDIM,NDMX)	AT 0576
1645	CALL ZEROR2(DS,NDIM,NDMX)	AT 058E
1646	CALL ZEROR1(SHFN,NDMX)	AT 05A6
1647	CALL ZEROR2(CARTD,NDIM,NDMX)	AT 05B8
1648	CALL ZEROR2(B,NS,NB)	AT
05D3		
1649	CALL ZEROR2(DB,NS,NB)	AT
05EE		
1650	CALL ZEROR2(FT,NDIM,NDMX)	AT 0609
1651	CALL ZEROR1(SS,KSS)	AT 0624
1652	CALL ZEROR1(ES,KES)	AT 0637
1653	CALL ZEROR1(LL,NL)	AT 064C
1654	CALL ZEROR2(E,NDIM,NPMX)	AT 065E
1655	CALL ZEROR2(PE,NDIM,NPMX)	AT 0679
1656	CALL ZEROR1(RN,NB)	AT 0694
1657	CALL ZEROR1(AA,NPMX)	AT
06A9		
1658	CALL ZEROR2(ETE,NPMX,NPMX)	AT 06BE
1659	CALL ZEROR2(RLT,NB,NPMX)	AT 06D9
1660	CALL ZEROR2(CARTP,NDIM,NPMX)	AT 06F4
1661	CALL ZEROR1(PORINS,NN)	AT 070F
1662	CALL ZEROR1(A,MFZ)	AT 0724
1663	C	
1664	CALL ZEROI2(NCORR,NTPE,NEL)	AT 073A
1665	CALL ZEROI1(MAT,NEL)	AT 0755
1666	CALL ZEROI1(LTYP,NEL)	AT
076A		
1667	CALL ZEROI1(MRELVV,NEL)	AT 077F
1668	CALL ZEROI1(MREL,MUMAX)	AT 0794
1669	CALL ZEROI1(NRELVV,NEL)	AT 07A9
1670	CALL ZEROI1(NREL,NNZ)	AT
07BE		
1671	CALL ZEROI2(KGVN,MXDF,NN)	AT 07D3
1672	CALL ZEROI1(NQ,NN)	AT 07EE
1673	CALL ZEROI1(JEL,NEL)	AT 0803
1674	CALL ZEROI1(IDFX,NDF)	AT
0818		
1675	CALL ZEROI1(NDEST,NN)	AT
082D		
1676	CALL ZEROI1(NP1,NPL)	AT 0842
1677	CALL ZEROI1(NP2,NPL)	AT 0857
1678	CALL ZEROI1(IFR,IFRZ)	AT 086C
1679	CALL ZEROI1(NDL,MDFE)	AT
0881		
1680	CALL ZEROI1(NWL,NPMX)	AT
0896		
1681	CALL ZEROI2(NM00,NIP,NEL)	AT 08AB
1682	CALL ZEROI2(KDF,MXDF,NN)	AT 08C6
1683	C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)	
1684	CALL ZEROI2(ICPERM,3,NEL)	AT 08E1
1685	C--- inicializa ICPERM(1,elem)=1	
1686	DO 20 IELEM=1,NEL	
08FC		
1687.01	ICPERM(1,IELEM)=1	AT 092A
1688.01	20 CONTINUE	
1689	CALL ZEROR1(DZELEM,NEL)	AT 093D
1690	CALL ZEROR1(CENTROY,NEL)	AT 093F
1691	CALL ZEROR1(DHATUAL,NEL)	AT 0954
1692	CALL ZEROI2(NFACE,2,1000)	AT 0969
1693	CALL ZEROR1(TFACE,1000)	AT 097E
1694	CALL ZEROR1(DHFACE,1000)	AT 0998
1695	CALL ZEROR1(DVFACE,1000)	AT 09AC
1696	CALL ZEROR1(PERMFACE,1000)	AT 09C0
1697	CALL ZEROR1(DHFREA,1000)	AT 09D4
1698	CALL ZEROR1(DHANT,1000)	AT 09E8
1699	CALL ZEROR1(NOFREA,1000)	AT 09FC
1700	C-->	
1701	CALL ZEROR1(CIP,NDIM)	AT
0A24		
1702	CALL ZEROR1(V,LV)	AT 0A39
1703	CALL ZEROR1(FXYZ,NDIM)	AT 0A4C
1704	CALL ZEROR2(PR,NPR,NMT)	AT 0A61
1705	CALL ZEROR2(PDISLD,NDIM,LV)	AT 0A7C
1706	CALL ZEROR2(PRES,NDIM,LV)	AT 0A95
1707	CALL ZEROR1(NTY,NMT)	AT
0AAE		
1708	C-->	
1709	C READ GEOMETRY DATA FROM LINK FILE	
1710	C	
1711	READ(IR4,ERR=100,END=150) ((XYZ(I,D,N),I=1,NDIM),J=1,NN)	AT 0AC3
1712	READ(IR4,ERR=100,END=150) ((INCORR(I,J),I=1,NTPE),J=1,NEL)	AT 0B90
1713	READ(IR4,ERR=100,END=150) (MAT(I,J),J=1,NEL)	AT 0C60
1714	READ(IR4,ERR=100,END=150) (NREL(I),I=1,NNZ)	AT 0CE2
1715	READ(IR4,ERR=100,END=150) (MREL(I),I=1,MUMAX)	AT 0D64
1716	READ(IR4,ERR=100,END=150) (NRELVV(I),I=1,NN)	AT 0DE6
1717	READ(IR4,ERR=100,END=150) (MRELVV(I),I=1,NEL)	AT 0E68
1718	READ(IR4,ERR=100,END=150) (LTYP(J),J=1,NEL)	AT 0EEA
1719	READ(IR4,ERR=100,END=150) ((KGVN(I,J),I=1,MXDF),J=1,NN)	AT 0F6C
1720	C	
1721	CC WRITE(6,890)KGVN	
1722	CC890 FORMAT((1X,20HROUTINE SETUP - KGVN(2015))	
1723	TTIME=ZERO	
103C		
1724	IDCHK=0	AT 1048
1725	C	
1726	C SET UP ARRAYS NP1 AND NP2 WHICH GIVE THE INDEXES TO	
1727	C ARRAY NCRR FOR NODES AT EITHER END OF ELEMENT EDGES	

1728 C----- CALL SETNP(NP1,NP2,NPL) AT 1052
 1729 C-----
 1730 C----- WRITE(W6,918)
 1731 C-----
 1732 C----- WRITE(W6,801)NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS AT 106E
 1733 C----- WRITE(W6,802)NDIM,MUMAX,NDZ,IFR2,NNZ,NDMX,NPMX
 1734 C----- WRITE(W6,803)NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP AT 1125
 1735 C----- WRITE(W6,804)NPL,MDFE,KES,NVNP,NXL,MXEN,MXLD AT 11DC
 1736 C----- WRITE(W6,805)MXFXT,LV,MCORE,NVTX,ND AT 1293
 1737 C----- AT 1344
 1738 C----- 801 FORMAT(1X,8HNN = ,16,3X,8HNEL = ,16,3X,8HNDF = ,16,
 1739 C----- + 3X,8HMXDF = ,16,3X,8HNTPE = ,16,3X,8HNIP = ,16,
 1740 C----- + 3X,8HNPRS = ,16)
 1741 C----- AT 13C9
 1742 C----- 802 FORMAT(1X,8HNNDIM = ,16,3X,8HMUMAX = ,16,3X,8HNDDZ = ,16,
 1743 C----- + 3X,8HFRZ = ,16,3X,8HNINN = ,16,3X,8HNNDMX = ,16,
 1744 C----- + 3X,8HNPMX = ,16)
 1745 C----- AT 1476
 1746 C----- 803 FORMAT(1X,8HNS = ,16,3X,8HNHB = ,16,3X,8HNL = ,16,
 1747 C----- + 3X,8HNPR = ,16,3X,8HNMT = ,16,3X,8HNPT = ,16,
 1748 C----- + 3X,8HNSP = ,16)
 1749 C----- AT 1523
 1750 C----- 804 FORMAT(1X,8HNPL = ,16,3X,8HMDFE = ,16,3X,8HKES = ,16,
 1751 C----- + 3X,8HNVPN = ,16,3X,8HNXL = ,16,3X,8HMXEN = ,16,
 1752 C----- + 3X,8HMXLD = ,16)
 1753 C----- AT 15D0
 1754 C----- 805 FORMAT(1X,8HMXFXT = ,16,3X,8HLV = ,16,3X,8HMCORE = ,16,
 1755 C----- + 3X,8HNVTX = ,16,3X,8HND = ,16/1X,120(1H')) AT 167D
 1756 C-----
 1757 C----- ROUTINE TO READ CONTROL OPTIONS AND MATERIAL PROPERTIES
 1758 C-----
 1759 C-----
 1760 C----- MXP=10 AT 1716
 1761 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 1762 RENDESP=0.0 AT
 1763 PLIMIT2=0 AT
 1764 FRED=1.0 AT 1734
 1765 INCOR=1 AT 173E
 1766 C----- CALL MSUB1(NPR,NMT,NPLAX,NMAT,NOIB,INCS,INCFC,INCT,
 1767 C----- + IPRIM,IUPD,ICOR,IBC,PR,NTY,NDIM,NINCP,INCLST,MXP)
 1768 C----- CALL MSUB1(NPR,NMT,NPLAX,NMAT,NOIB,INCS,INCFC,INCT,
 1769 C----- + IPRIM,IUPD,ICOR,IBC,PR,NTY,NDIM,NINCP,INCLST,MXP,
 1770 C----- + RENDESP,PLIMIT2,FRED,INCOR)
 1771 C--<
 1772 CC----- WRITE(W6,918)
 1773 C----- CHNGES MADE ON 23 APRIL 1990 AT 17DF
 1774 C----- WRITE(W14,800)NEL,NMAT,NPR,NIP,NDIM AT 1870
 1775 800 FORMAT(1X,10B) AT 1889
 1776 WRITE(W14,810)(NTY(IL),IL=1,NMAT)
 1777 810 FORMAT(1X,20I)
 1778 DO 50 IM=1,NMAT AT 1917
 1779 50 WRITE(W14,820)(PR(IPR,IM),IPR=1,NPR)
 1780 820 FORMAT(1X,5E15.5) AT 1945
 1781 WRITE(W14,830)(LTYP(IL),IL=1,NEL) AT 19F5
 1782 830 FORMAT(1X,15I) AT 1A6A
 1783 WRITE(W14,840)(MAT(IL),IL=1,NEL) AT 1AB3
 1784 840 FORMAT(1X,15I) AT 1AFB
 1785 C-----
 1786 C----- SETUP IN SITU STRESSES AND CHECK FOR EQUILIBRIUM
 1787 C-----
 1788 C=====WRITE HEADERS FOR CAM-CLAY SUMMARY TO UNIT 16 AT 1B11
 1789 CALL HEDSM(NDIM)
 1790 IF(INCS.EQ.1)CALL MSUB3(NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NDIM,NVRS,
 1791 + MUMAX,NNZ,NDZ,NPL,NDMX,NS,NB,NL,LV,NPR,NMT,NPT,NSP,
 1792 + XYZ,DA,P,PT,PEQT,XYFT,PCOR,VARINT,
 1793 + PEXIB,PCONI,REAC,PORINS,NCORR,NQ,KGVN,JEL,MREL,V,MREL,NREL,LTYP,
 1794 + MAT,NMOD,IFX,KOF,NTY,PR,CIP,FT,LL,B,DS,ELCOD,CARTD,SHFN,
 1795 + PRES,NP1,NP2,V,PDISLD,A,MFZ,JNXL,MXEN,MXLD,MXFXT,TGRAV,IPRM,
 1796 + KLT,LTZ)
 1797 C-----
 1798 C----- STOP/RESTART FACILITY
 1799 C-----
 1800 CALL MSUB2(INCS,INCFC,NN,NVTX,ND,NEL,NDF,NTPE,NIP, AT 1C91
 1801 + NVRS,NVRN,MUMAX,NNZ,MXDF,NDIM,MDZ,NEDZ,NL,JNXL,NPR,NMT,
 1802 + NCORR,MAT,LTYP,MREL,NREL,NREL,V,MREL,V,KGVN,NMOD,NTY,
 1803 + XYZ,VARINT,DA,STR,XYFT,PCOR,PCONI,REAC,PORINS,PR,
 1804 + TTIME,TGRAV,NINCP,INCLST,MXP)
 1805 C-----
 1806 C----- MASTER CONTROL ROUTINE FOR SOLUTION AT 1D81
 1807 C-----
 1808 CALL CAMCDE(W6)
 1809 C-----
 1810 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 1811 C----- CALL MSG
 1812 CX----- CALL MSG(NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
 1813 CX----- + IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVNP,
 1814 CX----- + KES,NVNP,JNXL,MXEN,MXLD,MXFXT,LV,NVTX,ND,KSS,
 1815 C----- + JNXL,MXEN,MXLD,MXFXT,LV,NVTX,ND,KSS,
 1816 C----- + XYZ,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEQT,XYFT,XYFIB,
 1817 C----- + STR,PEXB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,CARTD,
 1818 C----- + B,DB,FT,SS,ES,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,PORINS,
 1819 C----- + NCORR,MAT,LTYP,MREL,V,MREL,NREL,KGVN,NQ,
 1820 C----- + JEL,IFX,NEST,NP1,NP2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,CIP,LL,V,XYZ,PR,
 1821 C----- + PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,NOIB,TTIME,TGRAV,
 1822 C----- + IUPD,ICOR,IBC,ICDHCK,INCT,NINCP,INCLST,MXP,KK,LL,KLT,LTZ,ICTL)
 1823 CALL MSG
 1824 + JNXL,MXEN,MXLD,MXFXT,LV,NVTX,ND,KSS, AT 1D91

```

1825      + XYZ,D,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEQT,XYFT,XYFIB,
1826      + STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,CARTD,
1827      + B,DB,FT,SS,ES,E,PE,RNAA,ETE,RLT,CARTP,PORINS,
1828      + NCORR,MAT,L,TYP,MREL,V,MREL,NREL,V,NREL,KGVN,NQ,
1829      + JEL,DFX,NDEST,NP1,NP2,FR,NDL,NWL,NMOD,KDF,CIP,LL,V,FXYZ,PR,
1830      + PDSDL,PRES,NTY,A,MFZ,NOB,TTIME,TGRAV,
1831      + IUPD,ICOR,IBC,ICCHK,INCT,NINCP,INCLST,MXP,KK,LKK,KLT,LTZ,ICTL,
1832      + RENDESP,PLIMIT2,ICPERM,DZELEM,CENTROY,DHATUAL,FRED,JCOR)

1833 C--<
1834 C
1835     RETURN
1836 C-----ERROR IN READING LINK FILE
1837 100 CONTINUE
1838     WRITE(WS,960)
1839 960 FORMAT(/1X,***** Error in reading the LINKfile (*.LINK) *****      AT 1F8E
1840     +           /1X,***** Re-run Geometry program again.      *****
1841     +           )
1842     STOP
1843
1844 C-----END OF LINK FILE HAS BEEN REACHED
1845 150 CONTINUE
1846     WRITE(WS,970)
1847 970 FORMAT(/1X,*** End       of LINK      file (*.LINK) has been reached. ***      AT 208F
1848     +           /1X,*** The      LINK file (*.LINK) is incomplete.      ***
1849     +           /1X,*** Re-run Geometry      program      again.      ***
1850     +           )
1851
1852 CC917 FORMAT(15)
1853 CC918 FORMAT(/1X,120(1H'))
1854 END
2175

```

```

2661 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
2662 C      SUBROUTINE UPARAL(TTIME,TGRAV,IOUT,NN,ND,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,
2663 C      + NPT,NSP,NPL,NDZ,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NNZ,NDMX,NPMX,
2664 C      + NS,NB,NL,INXL,NPR,NMT,MXEN,XYZ,DI,DA,P,PT,XYFT,PEQT,VARINT,
2665 C      + STR,PEXI,PCONI,REAC,PR,CIP,FT,LL,B,DS,D,ELCOD,CARTD,SHFN,AA,
2666 C      + NCORR,NQ,KGVN,LTYP,MAT,JEL,IDX,MREL,NREL,NWL,NMOD,NTY,NP1,NP2,
2667 C      + A,MFZ,PCOR,ICOR,IUPD,FRACT,IWRDK,JS,KK,LKK,
2668 C      + KLT,LTZ)
2669 C
2670 C      SUBROUTINE UPARAL(TTIME,TGRAV,IOUT,NN,ND,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,
2671 C      + NPT,NSP,NPL,NDZ,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NNZ,NDMX,NPMX,
2672 C      + NS,NB,NL,INXL,NPR,NMT,MXEN,XYZ,DI,DA,P,PT,XYFT,PEQT,VARINT,
2673 C      + STR,PEXI,PCONI,REAC,PR,CIP,FT,LL,B,DS,D,ELCOD,CARTD,SHFN,AA,
2674 C      + NCORR,NQ,KGVN,LTYP,MAT,JEL,IDX,MREL,NREL,NWL,NMOD,NTY,NP1,NP2,
2675 C      + A,MFZ,PCOR,ICOR,IUPD,FRACT,IWRDK,JS,KK,LKK,
2676 C      + KLT,LTZ,PLIMIT2,INCOR,ICPERM,MRELVV)
2677 C--<
2678 C*****
2679 C      ROUTINE TO ALLOCATE ARRAY STORE FOR USE IN UPOUT
2680 C*****
2681      REAL LL
2682      DIMENSION XYZ(NDIM,NN),DI(NDF),DA(NDF),VARINT(NVRS,NIP,NEL)
2683      DIMENSION XYFT(NDF),STR(NVRS,NIP,NEL),PEXI(NDF),P(NDF),PT(NDF)
2684      DIMENSION PEQT(NDF),PCOR(NDF),PCONI(NDF),REAC(NDF)
2685      DIMENSION NCORR(NTPE,NEL),NQ(NN),KGVN(MXDF,NN),LTYP(NEL),MAT(NEL)
2686      DIMENSION JEL(NEL),IDX(NDF),MREL(MUMAX),NREL(NNZ),A(MFZ),
2687      + AA(NPMX),LL(NL),NWL(NPMX),NP1(NPL),NP2(NPL),NMOD(NIP,NEL)
2688      DIMENSION PR(NPR,NMT),CIP(NDIM),FT(NDIM,NDMX),
2689      + B(NS,NB),DS(NDIM,NDMX),ELCOD(NDIM,NDMX),CARTD(NDIM,NDMX),
2690      + SHFN(NDMX),NTY(NMT),D(NS,NS),KLT(LTZ),KK(LKK)
2691 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
2692      DIMENSION ICPERM(3,NEL),MRELVV(NEL)
2693 C--<
2694      COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,NW2,NW4,NW6,NW7,NWP,NW9
2695      COMMON /DEVSUP/ IW14,IW15,IWS
2696 C
2697 C      NCV - NUMBER OF CAM-CLAY OUTPUT PARAMETERS (SIZE OF      ARRAY VARC)
2698 C      NSTP - NUMBER OF SUB-INCREMENTS (ONLY FOR ELASTO-PLASTIC MODELS)
2699 C      NVL - SIZE OF ARRAY      VLDL (ONLY FOR ELASTO-PLASTIC MODELS)
2700 C
2701      NCV=10
2702      NSTP=10
2703      NVL=200
2704      NIEL=NIP*NEL
0349
2705      N1=NCV*NIEL+1
035A
2706      N2=N1+NSTP*NVL
2707      N3=N2+NSTP
0381
2708      LZ=N3
038D
2709      M1=1
0393
2710      M2=M1+NIEL
039D
2711      M3=M2+NIEL
03AF
2712      M4=M3+NIEL
03BB
2713      M5=M4+NIEL
03C7
2714      M6=M5+NIEL
03CF
2715      M7=M6+NIEL
03D7
2716      M8=M7+NIEL
03DF
2717      M9=M8+NIEL
03E7
2718      KZ=M9
03EF
2719      C
2720      IERUP=0
2721      IF(LZ.LE.MFZ)      GOTO 10
03FF
2722      MOREG=LZ-MFZ
0413
2723      WRITE(W6,901)MOREG
041B
2724      WRITE(W15,901)MOREG
045C
2725      WRITE(IWS,901)MOREG
049D
2726      901 FORMAT(1X,'ALLOCATED STORE FOR G EXCEEDED; INCREASE SIZE OF,'
2727      + 1X,ARRAY G      BY AT LEAST ',10,4X,'(ROUTINE      UPARAL)')
2728      IERUP=IERUP+1
0565
2729      C
2730      10 CONTINUE
2731      C
056B
2732      IF(KZ.LE.LKK)      GOTO 20
057F
2733      MOREK=KZ-LKK
0574
2734      WRITE(W6,906)MOREK
2735      WRITE(W15,906)MOREK
05C8

```

```

2736      WRITE(IWS,906)MOREK          AT
0609
2737      906 FORMAT(1X,'ALLOCATED STORE FOR K EXCEEDED; INCREASE SIZE OF.',     AT 064A
2738           +1X,'ARRAY K          BY AT LEAST ',I10.4X,'(ROUTINE      UPARAL)')
2739           IERUP=IERUP+1          AT
06D1
2740      C
2741          20 CONTINUE          AT 06D7
2742          IF(IERUP.GT.0) STOP      AT 06D7
2743      C
2744      CC 10 WRITE(IW6,902)LZ,MFZ
2745      CC902 FORMAT(34H0ARRAY STORE USED IN ROUTINE UPOUT,I8,1H/,17)
2746      C-- Modificado em 07-07-95 (Antonio)
2747      C      CALL UPOUT(TTIME,TGRAV,IOUT,NN,ND,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,
2748           +NPT,NSP,NPL,NDZ,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NNZ,NDMX,NPMX,
2749           +NS,NB,NL,INXL,NPR,NMT,MXEN,XYZ,DI,DA,P,PTT,XYFT,PEQT,VARINT,
2750           +STR,PEXI,PCONI,REAC,PR,CIP,FT,LL,B,DS,ELCOD,CARTD,SHFN,AA,
2751           +NCORR,NQ,KGVN,LTYP,MAT,JEL,IDX,MRREL,NREL,NWL,NMOD,NTY,NP1,NP2,
2752           +PCOR,ICOR,IUPD,FRACT,WRDK,JS,NCV,NSTP,NVL,
2753           +A(1),A(N1),A(N2),KK(M1),KK(M2),KK(M3),KK(M4),KK(M5),KK(M6),
2754           +KK(M7),KK(M8),KLT,LTZ)
2755      C
2756          CALL UPOUT(TTIME,TGRAV,IOUT,NN,ND,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,          AT 06F7
2757           +NPT,NSP,NPL,NDZ,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NNZ,NDMX,NPMX,
2758           +NS,NB,NL,INXL,NPR,NMT,MXEN,XYZ,DI,DA,P,PTT,XYFT,PEQT,VARINT,
2759           +STR,PEXI,PCONI,REAC,PR,CIP,FT,LL,B,DS,ELCOD,CARTD,SHFN,AA,
2760           +NCORR,NQ,KGVN,LTYP,MAT,JEL,IDX,MRREL,NREL,NWL,NMOD,NTY,NP1,NP2,
2761           +PCOR,ICOR,IUPD,FRACT,WRDK,JS,NCV,NSTP,NVL,
2762           +A(1),A(N1),A(N2),KK(M1),KK(M2),KK(M3),KK(M4),KK(M5),KK(M6),
2763           +KK(M7),KK(M8),KLT,LTZ,PLIMIT2,INICOR,ICPERM,MRELVV)
2764      C--<
2765          RETURN          AT 0905
2766          END          AT
090A
2767      C-- Modificado em 07-07-95 (Antonio)
2768      C      SUBROUTINE UPOUT(TTIME,TGRAV,IOUT,NN,ND,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,
2769           +NPT,NSP,NPL,NDZ,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NNZ,NDMX,NPMX,
2770           +NS,NB,NL,INXL,NPR,NMT,MXEN,XYZ,DI,DA,P,PTT,XYFT,PEQT,VARINT,STR,
2771           +PEXI,PCONI,REAC,PR,CIP,FT,LL,B,DS,ELCOD,CARTD,SHFN,AA,
2772           +NCORR,NQ,KGVN,LTYP,MAT,JEL,IDX,MRREL,NREL,NWL,NMOD,
2773           +NTY,NP1,NP2,PCOR,ICOR,IUPD,FRACT,WRDK,JS,NCV,NSTP,NVL,
2774           +VARD,VLDL,VLAMB,NCODE,LCS,LNGP,
2775           +NELPR,NELLUS,NELCM,MCS,MNGP,KLT,LTZ)
2776      C
2777          SUBROUTINE UPOUT(TTIME,TGRAV,IOUT,NN,ND,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,
2778           +NPT,NSP,NPL,NDZ,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NNZ,NDMX,NPMX,
2779           +NS,NB,NL,INXL,NPR,NMT,MXEN,XYZ,DI,DA,P,PTT,XYFT,PEQT,VARINT,STR,
2780           +PEXI,PCONI,REAC,PR,CIP,FT,LL,B,DS,ELCOD,CARTD,SHFN,AA,
2781           +NCORR,NQ,KGVN,LTYP,MAT,JEL,IDX,MRREL,NREL,NWL,NMOD,
2782           +NTY,NP1,NP2,PCOR,ICOR,IUPD,FRACT,WRDK,JS,NCV,NSTP,NVL,
2783           +VARD,VLDL,VLAMB,NCODE,LCS,LNGP,
2784           +NELPR,NELLUS,NELCM,MCS,MNGP,KLT,LTZ,
2785           +PLIMIT2,INICOR,ICPERM,MRELVV)
2786      C--<
2787      C
2788      C*****          *****
2789      C      UPDATE AND OUTPUT ROUTINE          *****
2790      C*****          *****
2791      C
2792          REAL L,LL
2793          INTEGER TF
2794          DIMENSION XYZ(NDIM,NN),DI(NDF),DA(NDF),VARINT(NVRS,NIP,NEL)
2795          DIMENSION P(NDF),PTT(NDF),XYFT(NDF),PEQT(NDF),PCOR(NDF)
2796          DIMENSION NCORR(NTPE,NEL),NQ(NN),KGVN(MXDF,NN),LTYP(NEL),MAT(NEL)
2797          DIMENSION JEL(NEL),IDX(NDF),STR(NVRS,NIP,NEL),NMOD(NIP,NEL)
2798          DIMENSION PEXI(NDF),PCONI(NDF),REAC(NDF)
2799          DIMENSION MREL(MUMAX),NREL(NNZ),PR(NPR,NMT),CIP(NDIM),AA(NPMX),
2800           +B(NS,NB),DS(NDIM,NDMX),ELCOD(NDIM,NDMX),CARTD(NDIM,NDMX),
2801           +SHFN(NDMX),NTY(NMT),D(NS,NS),LL(NL),ED(2),NP1(NPL),NP2(NPL)
2802          DIMENSION VARD(NCV,NIP,NEL),VLDL(NSTP,NVL),VLAMB(NSTP)
2803          DIMENSION MCS(NEL),MNGP(NEL)
2804          DIMENSION LCS(NIP,NEL),LNGP(NIP,NEL),NCODE(NIP,NEL)
2805          DIMENSION NELPR(NEL),NELLUS(NEL),NELCM(NEL),KLT(LTZ)
2806          DIMENSION ST(6),VARO(6),SS(6),SPA(3),SST(6),ICCSM(20)
2807          DIMENSION NWL(NPMX),FT(NDIM,NDMX)
2808      C-- Modificado em 07-07-95 (Antonio)
2809          DIMENSION ICPERM(3,NEL),MRELVV(NEL)
2810      C--<
2811          COMMON /IFIX      / DXYT(6,2000),TF(6,2000),MF(2000),NF
2812          COMMON /DATL      / L(4,100)
2813          COMMON /DATW      / W(100)
2814          COMMON /FLOW      / NPFLX
2815          COMMON /ELINF     / MINFO(6,30,15),LINFO(50,15)
2816          COMMON /PRSLD     / PRESLD(10,100),LEDG(100),NDE1(100),NDE2(100),NLED
2817          COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IR2,IR4,IR5,MW4,MW6,MW7,MW8,MW9
2818          COMMON /PARS      / PYALAR,ASMVL,ZERO
2819          COMMON /COUNT     / NCS,NNGP
2820          COMMON /OUT       / INSOP,IRAC,NVOS,NVOF,NMOS,NMDF,NELOS,NELOF,ISR,MW
2821          COMMON /JACB      / XJACI(3,3),DJACB
2822          COMMON /ELASP     / NDLM,NULP
2823          COMMON /DEVSUP/ IW14,IW15,WS
2824          COMMON /NUNIT2/ NFREQ,MWRU2
2825      C
2826          ISTGE=4          AT 0380
2827          KSTGE=4          AT 038A
2828          LED=2          AT
0394
2829          NS1=NS+1          AT 039E

```

2830 NDIM1=NDIM+1 AT
 03AA
 2831 C-
 2832 C BREAK OUTPUT CODE
 2833 C-
 2834 IOUT5=IOUT/10000 AT 03B6
 2835 IOUT4=(IOUT-10000*IOUT5)/1000 AT 03C5
 2836 IOUT3=(IOUT-10000*IOUT5-1000*IOUT4)/100 AT 03E3
 2837 IOUT2=(IOUT-10000*IOUT5-1000*IOUT4-100*IOUT3)/10 AT 040D
 2838 IOUT1=(IOUT-10000*IOUT5-1000*IOUT4-100*IOUT3-10*IOUT2) AT 043C
 2839 IF(IOUT1.LT.1)GO TO 5 AT 0473
 2840 LT1=LTYP(1) AT
 047C
 2841 LT1=IABS(LT1) AT
 048A
 2842 GOTO(1,1,2,1,2,1,2,3,4,3,4,1,1),LT1 AT 0497
 2843 1 WRITE(W6,902) AT 04DC
 2844 GOTO 5 AT 0507
 2845 2 WRITE(W6,901) AT 050C
 2846 GOTO 5 AT 0537
 2847 3 WRITE(W6,933) AT 053C
 2848 GOTO 5 AT 0567
 2849 4 WRITE(W6,934) AT 056C
 2850 C-
 2851 C UPDATE ABSOLUTE DISPLACEMENTS
 2852 C-
 2853 5 CR=1. AT
 0597
 2854 IF(NPLAX.EQ.1)CR=2.*PY1 AT 05A1
 2855 C DO 6 KD=1,NDF AT
 05BE
 2857.01 6 DA(KD)=DA(KD)+DI(KD) AT 05EB
 2858.01 C DO 10 JR=1,NNZ
 2859 DO 10 JR=1,NNZ AT 0606
 2860.01 IF(NREL(JR).EQ.0) GO TO 10 AT 0633
 2861.01 J=NREL(JR) AT 0644
 2862.01 NQL=NQ(J) AT 064E
 2863.01 IF(NQL.EQ.0) GOTO 10 AT 065E
 2864.01 N1=KGVN(1,J) AT 0667
 2865.01 IF(IOUT1.EQ.0) GO TO 10 AT 0687
 2866.01 IF(IOUT1.EQ.1.AND.JR.GT.NDZ) GO TO 10 AT 0694
 2867.01 IF(JR.LT.NDZ)GOTO 7 AT 0682
 2868.01 IF(JR.LT.NMOS.OR.JR.GT.NMOP)GOTO 10 AT 06C3
 2869.01 GOTO 8 AT 06DB
 2870.01 7 CONTINUE AT 06E0
 2871.01 IF(JR.LT.NVOS.OR.JR.GT.NVOF)GOTO 10 AT 06E0
 2872.01 8 CONTINUE AT 06FE
 2873.01 C-
 2874.01 C OUTPUT DISPLACEMENTS
 2875.01 C-
 2876.01 N2=N1+NQL-1 AT 06FE
 2877.01 IF(NDIM.EQ.3)GOTO 9 AT 0711
 2878.01 IF(NQL.EQ.3)WRITE(W6,900),JR,(DI(JJ),JJ=N1,N2),(DA(JJ),JJ=N1,N2) AT 071D
 2879.01 IF(NQL.EQ.2)WRITE(W6,910),JR,(DI(JJ),JJ=N1,N2),(DA(JJ),JJ=N1,N2) AT 0807
 2880.01 IF(NQL.EQ.1)WRITE(W6,911),JR,DI(N1),DA(N1) AT 08F1
 2881.01 GOTO 10 AT 0979
 2882.01 9 CONTINUE AT 097E
 2883.01 IF(NQL.EQ.4)WRITE(W6,940),JR,(DI(JJ),JJ=N1,N2),(DA(JJ),JJ=N1,N2) AT 097E
 2884.01 IF(NQL.EQ.3)WRITE(W6,941),JR,(DI(JJ),JJ=N1,N2),(DA(JJ),JJ=N1,N2) AT 0A68
 2885.01 CC IF(NQL.EQ.1)WRITE(W6,911),JR,DI(N1),DA(N1)
 2886.01 10 CONTINUE AT 0B52
 2887 IF(NDIM.EQ.3)GOTO 12 AT 0B57
 2888 IF(IOUT2.EQ.2)WRITE(W6,904) AT 0B63
 2889 IF(IOUT2.EQ.1)WRITE(W6,906) AT 0B98
 2890 GOTO 14 AT 0BD3
 2891 C-
 2892 12 CONTINUE AT 0BD8
 2893 IF(IOUT2.EQ.2)WRITE(W6,904) AT 0BD8
 2894 IF(IOUT2.EQ.1)WRITE(W6,936) AT 0C10
 2895 C-
 2896 14 CONTINUE AT 0C48
 2897 C-----PRINT STRESS HEADERS FOR BEAM/BAR/SLIP ELEMENTS (IF PRESENT) AT 0C48
 2898 IF(IOUT2.EQ.1) THEN AT 0C48
 2899.01 IF(KLT(1).NE.0.OR.KLT(14).NE.0)WRITE(W6,961) AT 0C55
 2900.01 IF(KLT(12).NE.0.OR.KLT(15).NE.0)WRITE(W6,962) AT 0C99
 2901.01 IF(KLT(13).NE.0)WRITE(W6,963) AT 0CDE
 2902.01 961 FORMAT(1X,'BAR',94X,'AXI FORCE') AT 0D19
 2903.01 962 FORMAT(1X,'BEAM',79X,'AXI FORCE',7X,'BM',7X,'LSFBM') AT 0D46
 2904.01 963 FORMAT(1X,'SLIP',96X,'SIG-N',8X,'SIG-S') AT 0D8B
 2905.01 ENDOF AT 0DC2
 2906.01 C CALL ZEROR1(PTT,NDF) AT
 2907 0DC2
 2908 CALL ZEROR1(PEQT,NDF) AT
 0DD5
 2909 C-
 2910 C INITIALISE AT 0DE8
 2911 DO 18 IM=1,NEL AT 0E15
 2912.01 MCS(IM)=0 AT 0E23
 2913.01 MNGP(IM)=0 AT 0E31
 2914.01 NELPR(IM)=0 AT 0E3F
 2915.01 NELCM(IM)=0 AT 0E4D
 2916.01 NELUS(IM)=0 AT 0E5B
 2917.01 DO 18 IP=1,NP AT 0E88
 2918.02 LCS(P,IM)=0 AT 0EAB
 2919.02 18 LNGP(P,IM)=0 AT 0ED9
 2920 CALL ZEROR2(VLDL,NSTP,NVL) AT 0EF6
 2921 CALL ZEROR3(VARC,NCV,NIP,NEL)

2922 C
 2923 C CALCULATE STRESSES AND STRAINS IN ELEMENTS
 2924 C IEL COUNTER - NO. OF ELEMENTS PROCESSED
 2925 C
 2926 IEL=0 AT
 0F12
 2927 IDL=0 AT
 0F1C
 2928 NCAM=0 AT 0F26
 2929 NELP=0 AT 0F30
 2930 C ZERO ARRAY ICCSM AT
 2931 DO 19 IC=1,20 AT
 0F3A
 2932.01 19 ICCSM(IC)=0 AT 0F57
 2933.01 C
 2934.01 C LOOP NOS ELEMENTOS AT 0F67
 2935 DO 200 MR=1,MUMAX
 2936.01 CALL ZEROR1(SST,NS) AT 0F94
 2937.01 ICAM=0 AT 0FA5
 2938.01 IELST=0 AT 0FAF
 2939.01 IELPL=0 AT 0FB9
 2940.01 J=MREL(MR) AT 0FC3
 2941.01 IF(J.EQ.0) GO TO 200 AT 0FD9
 2942.01 LT=LTP(J) AT 0FE2
 2943.01 IF(LT.LT.0)GO TO 200 AT 0FF2
 2944.01 NDN=LINFO(5,LT) AT 0FFB
 2945.01 NGP=LINFO(11,LT) AT 100F
 2946.01 INDX=LINFO(12,LT) AT 1029
 2947.01 NAC=LINFO(15,LT) AT 1043
 2948.01 CC NDP1=NDN+1 AT 105D
 2949.01 CC NDP2=NDN+NDN AT 1077
 2950.01 NPN=LINFO(6,LT)
 2951.01 NDPT=LINFO(1,LT)
 2952.01 C
 2953.01 C SETUP LOCAL NODAL COORDINATES OF ELEMENT AT 108F
 2954.01 C
 2955.01 DO 20 KN=1,NDN AT 10BD
 2956.02 NDE=NCORR(KN,J) AT 10E2
 2957.02 DO 20 ID=1,NDIM AT 110F
 2958.03 20 ELCOD(ID,KN)=XYZ(ID,NDE)
 2959.03 C
 2960.01 KM=MAT(J) AT 1159
 2961.01 C
 2962.01 C INITIALISE FT
 2963.01 C
 2964.01 CALL ZEROR2(FT,NDIM,NDMX) AT 116F
 2965.01 IF(LT.EQ.1)CALL OUTBR(IW6,IOUT2,MR,KM,J,ELCOD,VARINT, AT 1186
 2966.01 + FT,PR,NCORR,KGVN,D,CIP,NTPE,NN,MXDF,
 2967.01 + NDF,INDX,NDIM,NDN,NEL,NVRS,NIP,
 2968.01 + NGP,NPR,NMT,LT)
 2969.01 IF(LT.EQ.12)CALL OUTBM(IW6,IOUT2,MR,KM,J,ELCOD,VARINT, AT 1226
 2970.01 + FT,PR,NCORR,KGVN,D,CIP,NTPE,NN,MXDF,
 2971.01 + NDF,INDX,NDIM,NDN,NEL,NVRS,NIP,
 2972.01 + NGP,NPR,NMT,LT)
 2973.01 IF(LT.EQ.13)CALL OUTSLP(IW6,IOUT2,MR,KM,J,ELCOD,VARINT, AT 12C6
 2974.01 + FT,PR,NCORR,KGVN,D,CIP,NTPE,NN,MXOF,
 2975.01 + NDF,INDX,NDIM,NDN,NEL,NVRS,NIP,
 2976.01 + NGP,NPR,NMT,LT)
 2977.01 IF(LT.EQ.14)CALL OUTBR2(IW6,IOUT2,MR,KM,J,ELCOD,VARINT, AT 1366
 2978.01 + FT,PR,NCORR,KGVN,D,CIP,NTPE,NN,MXDF,
 2979.01 + NDF,INDX,NDIM,NDN,NEL,NVRS,NIP,
 2980.01 + NGP,NPR,NMT,LT)
 2981.01 IF(LT.EQ.15)CALL OUTBM2(IW6,IOUT2,MR,KM,J,ELCOD,VARINT, AT 1406
 2982.01 + FT,PR,NCORR,KGVN,D,CIP,NTPE,NN,MXDF,
 2983.01 + NDF,INDX,NDIM,NDN,NEL,NVRS,NIP,
 2984.01 + NGP,NPR,NMT,LT)
 2985.01 IF(LT.EQ.1.OR.LT.EQ.12.OR.LT.EQ.13.OR.LT.EQ.14.OR.LT.EQ.15) AT 14A6
 2986.01 + GOTO 130
 2987.01 C
 2988.01 GOTO(25,25,23,25,23,25,23,25,23,LT) AT 14E7
 2989.01 C
 2990.01 C SETUP LOCAL ARRAY OF KGVN AS NWL GIVING THE INDEX TO AT 152A
 2991.01 C PORE-PRESSURE VARIABLES AT 1562
 2992.01 C
 2993.01 23 IPP=0 AT 1580
 2994.01 DO 24 N=1,NDPT AT 1534
 2995.02 IQ=INFO(N+INXL,LT) AT 1562
 2996.02 IF(IQ.NE.NDIM1.AND.IQ.NE.1)GO TO 24 AT 1580
 2997.02 IPP=IPP+1 AT 1595
 2998.02 NDE=NCORR(IV,J) AT 1598
 2999.02 NWL(IPP)=KGVN(4,NDE) AT 15C4
 3000.02 24 CONTINUE AT 15F0
 3001.01 25 IF(IOUT2.NE.2)GO TO 26 AT 15F5
 3002.01 IF(MR.GE.NELOS.AND.MR.LE.NELOF)WRITE(IW6,908)MR AT 1602
 3003.01 IF(NDIM.EQ.2.AND.MR.GE.NELOS.AND.MR.LE.NELOF)WRITE(IW6,914) AT 1661
 3004.01 IF(NDIM.EQ.3.AND.MR.GE.NELOS.AND.MR.LE.NELOF)WRITE(IW6,944) AT 1686
 3005.01 26 CONTINUE AT 170B
 3006.01 KGO=NTY(KM) AT 170B
 3007.01 IF(NTY(KM).EQ.2)27,28,28 AT 1721
 3008.01 27 CALL DCON(J,MR,0,NEL,NDIM,NS,NPR,NMT,MAT,PR,D,IPLSTK) AT 1736
 3009.01 IELST=1 AT 177B
 3010.01 28 IEL=IEL+1 AT 1785
 3011.01 NELLUS(IEL)=MR AT 178B
 3012.01 NELPR(IEL)=J AT 17A1
 3013.01 C
 3014.01 C LOOP ON INTEGRATION POINTS AT 17B1
 3015.01 C
 3016.01 00 125 IP=1,NGP AT 17B1
 3017.02 IPA=IP+INDX AT 17DF

3018.02 DO 35 IL=1,NAC
 3019.03 35 LL(IL)=L(IL,IPA) AT 17EB
 3020.03 C AT 1819
 3021.03 C FORM B MATRIX
 3022.03 C
 3023.02 RI=0.
 3024.02 CALL FORMB2(J,MR,R,RI,NDIM,NDMX,NDN,NS,NB,NAC,B,ELCOD,CARTD,
 3025.02 + SHFN,DS,LL,LT,IP,ISTGE) AT 184B AT 1841
 3028.02 C
 3027.02 CALL ZEROR1(ST,NS) AT 18C5
 3028.02 C
 3029.02 DO 44 II=1,NDN
 3030.03 IN=NCRR(II,J) AT 18D9
 3031.03 N1=KGVN(1,IN) AT 1907 AT 192C
 3032.03 N2=N1+1
 3033.03 ST(1)=ST(1)+CARTD(1,II)*DI(N1)
 3034.03 ST(2)=ST(2)+CARTD(2,II)*DI(N2)
 3035.03 ST(3)=ST(3)+SHFN(II)*DI(N1)*RI
 3036.03 ST(4)=ST(4)+CARTD(1,II)*DI(N2)+CARTD(2,II)*DI(N1)
 3037.03 IF(NDIM.EQ.2)GOTO 44 AT 190D AT 1A30
 3038.03 N3=N1+2 AT 1A3C
 3039.03 ST(5)=ST(3)+CARTD(3,II)*DI(N3)
 3040.03 ST(6)=ST(5)+CARTD(3,II)*DI(N2)+CARTD(2,II)*DI(N3)
 3041.03 ST(6)=ST(6)+CARTD(3,II)*DI(N1)+CARTD(1,II)*DI(N3)
 3042.03 44 CONTINUE AT 1AD5 AT 1B32
 3043.03 C
 3044.02 ED(1)=EDS(STR(1,IP,J),NS,NDIM) AT 1B37
 3045.02 C
 3046.02 DO 45 IS=1,NS AT 1B81
 3047.03 45 STR(S,IP,J)=STR(S,IP,J)+ST(IS)
 3048.02 ED(2)=EDS(STR(1,IP,J),NS,NDIM) AT 1BAE AT 1BF2
 3049.02 C
 3050.02 C CALCULATE INCREMENTAL STRESSES
 3051.02 C
 3052.02 GO TO 59,52,53,54,55,56,59,59,KGO AT 1C3C
 3053.02 52 CALL DUN(IP,J,MR,0,NEL,NDIM,NDN,NS,NPR,NMT,
 3054.02 + ELCOD,SHFN,MAT,D,PR,INDX) AT 1C73
 3055.02 IELST=1 AT 1CD2
 3056.02 GO TO 59 AT 1CE1 AT 1CDC
 3057.02 53 CALL DMCAM(IP,J,MR,0,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
 3058.02 + VARINT,MAT,D,PR,IPLSTK) AT 1D39
 3059.02 ICAM=1 AT 1D43
 3060.02 GO TO 59 AT 1D48
 3061.02 54 CALL DCAM(IP,J,MR,0,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
 3062.02 + VARINT,MAT,D,PR,IPLSTK) AT 1D48 AT 1D43
 3063.02 ICAM=1 AT 1D48 AT 1DB2
 3064.02 GO TO 59 AT 1D77
 3065.02 55 CALL DELP(IP,J,MR,0,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NDN,NS,NPR,NMT,
 3066.02 + ELCOD,SHFN,VARINT,MAT,D,PR,NMOD,1,IPLSTK) AT 1E2E
 3067.02 IELPL=1 AT 1E38
 3068.02 GO TD 59 AT 1E3D
 3069.02 56 CALL DSCHO(IP,J,MR,0,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
 3070.02 + VARINT,MAT,D,PR,IPLSTK,IPROP) AT 1EA3
 3071.02 ICAM=1 AT 1F02
 3072.02 C
 3073.02 59 DO 60 II=1,NS AT 1EAD
 3074.03 SS(II)=0. AT 1EDA
 3075.03 DO 60 JJ=1,NS AT 1EE5
 3076.04 60 SS(II)=SS(II)+D(II,JJ)*ST(JJ) AT 1F12
 3077.04 C
 3078.04 C UPDATE ABSOLUTE STRESSES
 3079.04 C
 3080.02 DO 65 JJ=1,NS AT 1F5E
 3081.03 SST(JJ)=SST(JJ)+SS(JJ)
 3082.03 VARO(JJ)=VARINT(JJ,IP,J)
 3083.03 65 VARINT(JJ,IP,J)=VARINT(JJ,IP,J)+SS(JJ) AT 1F8B AT 1F9B
 3084.03 C
 3085.03 C CALCULATE PORE PRESSURES
 3086.03 C
 3087.02 GOTO 70,70,66,70,66,70,66,70,66,LT AT 2015
 3088.02 66 CALL SHFNPP(NW6,LL,NAC,DS,AA,NDIM,NPN,LT,0) AT 2058
 3089.02 SUM=ZERO AT 2097
 3090.02 DO 68 IC=1,NPN AT 20A3
 3091.03 IVR=NWL(IC) AT 20D1
 3092.03 68 SUM=SUM+AA(IC)*DI(IVR)
 3093.02 V=ST(1)+ST(2)+ST(3) AT 20E1
 3094.02 UI=SUM AT 210D
 3095.02 GO TO 72 AT 2120
 3096.02 70 V=ST(1)+ST(2)+ST(3) AT 212C
 3097.02 UI=PR(7,KM)V AT 2131 AT 2144
 3098.02 72 VARINT(NS+1,IP,J)=VARINT(NS+1,IP,J)+UI
 3099.02 C— Modificado em 07-07-95 (Antonio) AT 216D
 3100.02 IF(JSLT,INICOR)GOTO 73 AT 21A7
 3101.02 C— bypass elemento abaixo de ylimite
 3102.02 IF(ICPERM(1,J).EQ.1)GOTO 73 AT 21BD
 3103.02 C— bypass elementos que nao acabaram de produzir carga
 3104.02 IF(ICPERM(3,J).NE.2)GOTO 73 AT 21DF
 3105.02 C— limita porc pressao negativa em plimit2
 3106.02 POROP=VARINT(NS+1,IP,J) AT 21FD
 3107.02 IF(POROP.LT.PLIMIT2) THEN AT 222C
 3108.03 PORODIF=PLIMIT2-POROP AT 2244
 3109.03 VARINT(NS+1,IP,J)=POROP+PORODIF AT 2259
 3110.03 VARINT(1,IP,J)=VARINT(1,IP,J)-PORODIF AT 2289
 3111.03 VARINT(2,IP,J)=VARINT(2,IP,J)-PORODIF AT 22B9
 3112.03 VARINT(3,IP,J)=VARINT(3,IP,J)-PORODIF AT 22EB
 3113.03 ENDIF AT 231D
 3114.02 73 CONTINUE AT 231D
 3115.02 C—
 3116.02 IF(KGO.NE.3.AND.KGO.NE.4.AND.KGO.NE.6)GOTD 85 AT 231D

3117.02 C
 3118.02 C CALCULATE EXTRA VARIABLES FOR CAM-CLAY ONLY
 3119.02 C
 3120.02 CALL EVCAM(VARINT,NEL,NVRS,NDIM,NIP,IP,J,MR,KM,
 + IEL,NS,NPR,NMT,PR,NTY,NCAM,V,NCODE,LCS,LNGP,
 + MCS,MNGP,NELCM,VARC,NGP,ED,LED,NCV,CCSM)
 3123.02 C
 3124.02 C FIND STRESS STATE FOR ELASTO PLASTIC MODEL
 3125.02 C
 3126.02 85 IF(KGO.NE.5)GOTO 95 AT 2344
 3127.02 CALL YIELD(IP,J,MR,SS,MAT,NEL,NIP,NVRS,VARINT,PR,NPR,NMT,VARO,
 + NMOD,IEL,IDL,NELP,VLDL,VLAMB,NVL,LCS,LNGP,MCS,MNGP,
 + NELCM,VARC,NCV,NSTP,NDIM,NS,NGP,ELCOD,SHFN,NDN)
 3129.02 C
 3130.02 C
 3131.02 C CALCULATE NODAL LOADS EQUIILIBRATING ELEMENT STRESSES
 3132.02 C
 3133.02 95 CALL STRSEQ(J,IP,IPA,NVRS,NIP,NEL,NDN,NDIM,NS,
 + VARINT,FT,CARTD,SHFN,DJACE,R,RI,CR) AT 24CB
 3134.02 C
 3135.02 C
 3136.02 C OUTPUT ABSOLUTE STRESSES
 3137.02 C
 3138.02 IF(NDIM.EQ.2)CALL PRINC(VARINT(1,IP,),VARINT(2,IP,),
 + VARINT(4,IP,),SPA) AT 2533
 3139.02 C
 3140.02 IF(IOUT2.EQ.0)GO TO 125 AT 25BC
 3141.02 IF(IOUT2.EQ.1)GO TO 120 AT 25C9
 3142.02 IKM=IP AT 25D6
 3143.02 GO TO 122 AT 25E2
 3144.02 120 IF(IOUT2.NE.1.OR.IP.NE.NGP)GO TO 125
 3145.02 IKM=MR AT 25E7
 3146.02 122 DO 124 ID=1,NDIM AT 2606
 3147.03 SUM=ZERO AT 2612
 3148.03 DO 123 IN=1,NDN AT 263F
 3149.04 123 SUM=SUM+SHFN(IN)*ELCOD(ID,IN)
 3150.03 124 CIP(ID)=SUM AT 264B
 3151.02 IF(MR.LT.NELOS.OR.MR.GT.NELOF)GOTO 125 AT 26D6
 3152.02 IF(NDIM.EQ.2)WRITE(W6,916)IKM,(CIP(ID),ID=1,NDIM),
 + (VARINT(IK,I,P,J),IK=1,NS1),(SPA(JL),JL=1,3) AT 26F4
 3153.02 C
 3154.02 IF(NDIM.EQ.3)WRITE(W6,946)IKM,(CIP(ID),ID=1,NDIM),
 + (VARINT(IK,I,P,J),IK=1,NS1) AT 2838
 3155.02 C
 3156.02 125 CONTINUE AT 2940
 3157.02 C
 3158.02 C ASSEMBLE EQUIILIBRATING NODAL FORCES INTQ GLOBAL ARRAY - PEQT
 3159.02 C
 3160.01 130 CONTINUE AT 2945
 3161.01 CC WRITE(W6,810)MR,FT
 3162.01 CC810 FORMAT(1X,'ELEMENT ',I5,2X,FT'(1X,9E12.5))
 3163.01 DO 155 IK=1,NDN AT 2945
 3164.02 II=NCORR(IK,J) AT 2973
 3165.02 IF(NQ(I).EQ.0)GOTO 155 AT 2998
 3166.02 N1=KGVN(1,II)-1 AT 29A9
 3167.02 DO 150 ID=1,NDIM AT 29CA
 3168.03 150 PEQT(N1+ID)=PEQT(N1+ID)+FT(ID,IK) AT 29F7
 3169.02 155 CONTINUE AT 2A37
 3170.01 200 CONTINUE AT 2A3C
 3171.01 C
 3172.01 C PRINT STRAINS AT INTEGRATION POINTS OR CENTROIDS
 3173.01 C
 3174 IF(IOUT3.NE.0) CALL OUTSTR(W6,NN,NEL,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,
 + MUMAX,NDMX,NS,NL,INXL,XYZ,STR,CIP,LL,DS,ELCOD,SHFN,NCORR,LTYP,
 + MAT,MREL,VARINT,IOUT3) AT 2A41
 3175 C
 3176 C
 3177 C
 3178 C OUTPUT ADDITIONAL PARAMETERS AND WARNING MESSAGES
 3179 C FOR CAM-CLAYS
 3180 C
 3181 CALL UPOT2(W6,NDIM,NMOD,NEL,NIP,LTYP,MAT,NCAM,IOUT4,IEL,NELP,
 + NCODE,LCS,LNGP,MCS,MNGP,NELPR,NELUS,NELCM,NCV,VARC,VLDL,NSTP,NVL,
 + ICCSM) AT 2ACD
 3182 CC WRITE(W6,800)PEQT
 3183 CC800 FORMAT(1X,PEQT'(1X,9E12.5))
 3184 C
 3185 C
 3186 C
 3187 C OUTPUT EQUILIBRIUM AND OUT-OF-BALANCE NODAL LOADS
 3188 C
 3189 DO 220 IM=1,NDF AT 2B66
 3190.01 220 PEQT(IM)=PEQT(IM)+PEX(IM) AT 2B93
 3191.01 C
 3192.01 C CHANGES MADE ON 23 APRIL 90
 3193 WRITE(W6,800)JS AT 2BB4
 3194 800 FORMAT(1X,26(1H),' INC NO. =',J5,4X,26(1H))
 3195 WRITE(W14,805)JS AT 2BF4
 3196 805 FORMAT(1X,I5,5X,INCRMENT NUMBER)
 3197 WRITE(W14,810)ICCSM AT 2C45
 3198 810 FORMAT(1X,10I5/1X,10I5) AT 2CF6
 3199 WRITE(W14,820)(VARC(7,JY,IG),JY=1,NIP),IG=1,NEL AT 2D1D
 3200 820 FORMAT(1X,SF15.3) AT 2DE8
 3201 C
 3202 CALL EQLOD(W6,NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NDIM,MUMAX,NNZ,NDZ,
 + NPR,NMT,NDMX,NL,NPL,NCORR,NQ,KGVN,IFX,LTYP,
 + MAT,JEL,MREL,NREL,NP1,NP2,XYZ,
 + P,PTT,PEQT,PCOR,XYFT,PCON),REAC,PR,FT,ELCOD,SHFN,DS,LL,
 + NPT,NSP,MXEN,IOUT5,ICOR,TGRAV,1,FRACT,0,KSTG)
 3203 C
 3204 C
 3205 C
 3206 C
 3207 C
 3208 C UPDATE NODAL CO-ORDINATES
 3209 C
 3210 IF(IUPD.EQ.0) GO TO 235 AT 2EFF
 3211 WRITE(W6,926) AT 2FOE
 3212 DO 230 J=1,ND AT
 2F39
 3213.01 N1=KGVN(1,J)-1 AT 2F66

```

3214.01 DO 230 ID=1,NDIM
3215.02 230 XYZ(ID,J)=XYZ(ID,J)+DI(N1+ID) AT 2FB7
3216      235 CONTINUE AT 2FB4
3217      C AT 2FF3
3218      IF(ISR.EQ.0)GOTO 245 AT 2FF3
3219      IF(ISR.EQ.Z)GOTO 240 AT 3000
3220      IF(ISR.EQ.1.AND.IWL.EQ.1) THEN AT 300D
3221.01  WRITE((W2))S AT 3027
3222.01  ELSE AT 3061
3223.01  GOTO 245 AT 3066
3224.01  ENDIF AT 3068
3225.01 C AT 306B
3226      240 CONTINUE AT 306B
3227      C
3228      C      WRITE    RESULTS   TO TAPE - ONLY WHEN USING STOP-START FACILITY
3229      C
3230      IF(MRU2.EQ.1) THEN AT 306B
3231.01  WRITE(W2) JS AT 3078
3232.01  WRITE(W2) TTIME,TGRAV,XYZ,VARINT,STR,DA,XYFT,PCOR,PCONI,LTYP,NMOD AT 30B2
3233.01  + ,REAC
3234.01  WRITE(W2) NF,MF,TF,DXYT AT 3220
3235.01  WRITE(W2) NLED,LEDG,NDE1,NDE2,PRESLD AT 32A7
3236.01  IF(ISR.EQ.2) WRITE(W6,965)JS AT 3348
3237.01  965 FORMAT(1X,*** RESULTS FROM INCREMENT,15,4X,'HAS BEEN WRITTEN', AT 3395
3238.01  + 1X,'TO UNIT 2 (DISK ***')
3239.01  ENDIF AT 340C
3240.01 C AT 340C
3241.01 C      WRITE    RESULTS   AT THE END OF SELECTED INCREMENT(S) TO DISK FILE
3242.01 C
3243      245 CONTINUE AT 340C
3244      IF(WRDK.NE.1)GOTO 250 AT 340C
3245      WRITE(W9) JS AT
341B
3246      WRITE((W9) TTIME,TGRAV,XYZ,VARINT,STR,DA,XYFT,PCOR,PCONI,LTYP,NMOD AT 3455
3247      + ,REAC
3248      WRITE(W9) NF,MF,TF,DXYT AT 35C3
3249      WRITE(W9) NLED,LEDG,NDE1,NDE2,PRESLD AT 364A
3250      C
3251      250 CONTINUE AT 36EB
3252      C
3253      C=====OUTPUT CAM-CLAY SUMMARY TO UNIT 16 AT 36EB
3254      CALL PRNTSM(NDIM,JS,ICCSM)
3255      C
3256      900 FORMAT(1X,5.6E15.5) AT 3703
3257      901 FORMAT(/48H NODAL DISPLACEMENTS AND EXCESS PORE PRESSURES/ AT 3724
3258      + 1X,45(1H-)/26X,11HINCREMENTAL,36X,22HABSOLUTE (CUMULATIVE)//
3259      + 2X,4HNODE,7X,2HDY,13X,2HDY,13X,2HDU,13X,2HDY,13X,2HDY,13X,2HDU)
3260      904 FORMAT(/40H ABSOLUTE STRESSES AT INTEGRATION POINTS/1X,39(1H-)/) AT 3807
3261      908 FORMAT(15H ELEMENT NUMBER,5J/1X,19(1H-)) AT 3862
3262      910 FORMAT(1X,5.2E15.5,15X,2E15.5) AT 38AB
3263      911 FORMAT(1X,5.30X,E15.5,30X,E15.5) AT 38D8
3264      914 FORMAT(2X,2HP,7X,1HX,13X,1HY,9X,6HSIG-X,7X,6HSIG-Y,7X,6HSIG-Z, AT 3909
3265      + 8X,3HTXY,12X,1HU,10X,5HSIG-1,8X,5HSIG-2,7X,5HTH-XY)
3266      916 FORMAT(1X,3.9E13.5,F10.1) AT 39A0
3267      902 FORMAT(/20H NODAL DISPLACEMENTS/1X,19(1H-)/) AT 39C9
3268      + 18X,11HINCREMENTAL,30X,21HABSOLUTE (CUMULATIVE)//
3269      + 2X,4HNODE,7X,2HDY,13X,2HDY,28X,2HDY,13X,2HDY)
3270      906 FORMAT(/30H STRESSES AT ELEMENT CENTROIDS/1X,29(1H-)/8H ELEMENT, AT 3A7E
3271      + 3X,1HX,13X,1HY,9X,6HSIG-X,7X,6HSIG-Y,7X,6HSIG-Z,8X,
3272      + 3HTXY,12X,1HU,10X,5HSIG-1,8X,5HSIG-2,7X,5HTH-XY)
3273      926 FORMAT(/48H WARNING *** THE NODAL CO-ORDINATES ARE UPDATED/) AT 3B59
3274      934 FORMAT(/48H NODAL DISPLACEMENTS AND EXCESS PORE PRESSURES/ AT 3B44
3275      + 1X,45(1H-)/26X,11HINCREMENTAL,51X,22HABSOLUTE (CUMULATIVE)//
3276      + 2X,4HNODE,7X,2HDY,13X,2HDY,13X,2HDZ,13X,2HDU,
3277      + 13X,2HDY,13X,2HDY,13X,2HDZ,13X,2HDU)
3278      933 FORMAT(/20H NODAL DISPLACEMENTS/1X,19(1H-)/) AT 3C9B
3279      + 18X,11HINCREMENTAL,51X,8HABSOLUTE// AT 3E77
3280      + 2X,4HNODE,7X,2HDY,13X,2HDY,13X,2HDZ,28X,2HDY,13X,2HDY,13X,2HDZ)
3281      936 FORMAT(/30H STRESSES AT ELEMENT CENTROIDS/1X,29(1H-)/8H ELEMENT, AT 3D56
3282      + 3X,1HX,13X,1HY,12X,1HZ,9X,6HSIG-X,7X,6HSIG-Y,7X,
3283      + 6HSIG-Z,9X,3HTXY,11X,3HTYZ,10X,3HTZX,11X,1HU)
3284      940 FORMAT(1X,5.8E15.5) AT 3E29
3285      941 FORMAT(1X,5.3E15.5,15X,3E15.5) AT 3E4A
3286      944 FORMAT(2X,2HP,7X,1HX,12X,1HY,12X,1HZ,9X,6HSIG-X, AT 3E77
3287      + 7X,6HSIG-Y,7X,6HSIG-Z,7X,3HTXY,9X,3HTYZ,9X,3HTZX,8X,1HU)
3288      946 FORMAT(1X,3.8E13.5,2E12.5) AT 3F06
3289      RETURN AT 3F2F
3290      END

```

4562 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 4563 C SUBROUTINE FRONTZ(MAXPA,DTIME,NN,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,
 4564 C + NPR,NMT,KES,NS,NB,NDIM,NDMX,NVRS,NPMX,INXL,MDFE,IFRZ,KSS,
 4565 C + XYZ,DI,DA,P,PCOR,REAC,VARINT,NCORR,
 4566 C + NO,KGVN,NMDO,KOF,ES,NL,IFR,NDL,
 4567 C + ELCOD,CARTD,SHFN,DS,D,B,DB,SS,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,PORINS,
 4568 C + NRELVV,LTYP,MRELVV,NDEST,MAT,IFDX,NWL,LL,
 4569 C + PR,NTY,ELPA,MFZ,FRACLD,IOPBC)
 4570 C SUBROUTINE FRONTZ(MAXPA,DTIME,NN,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,
 4571 C + NPR,NMT,KES,NS,NB,NDIM,NDMX,NVRS,NPMX,INXL,MDFE,IFRZ,KSS,
 4572 C + XYZ,DI,DA,P,PCOR,REAC,VARINT,NCORR,
 4573 C + NO,KGVN,NMDO,KDF,ES,NL,IFR,NDL,
 4574 C + ELCOD,CARTD,SHFN,DS,D,B,DB,SS,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,PORINS,
 4575 C + NRELVV,LTYP,MRELVV,NDEST,MAT,IFDX,NWL,LL,PR,NTY,ELPA,MFZ,
 4576 C + FRACLD,IOPBC,PLIMIT2,ICPERM,FRED,INICOR,JS)

4577 C--<

4578 C-----
 4579 C FRONTAL SOLUTION FOR SYMMETRIC MATRICES WITH
 4580 C NDFN DEGREES OF FREEDOM PER NODE
 4581 C PORE PRESSURE FIXITY CODE 3 IMPLEMENTED 28 AUGUST 92
 4582 C-----

4583 REAL LL
 4584 CHARACTER*4 IWR,MBUF
 4585 INTEGER TF
 4586 DIMENSION XYZ(NDIM,NN),DI(NDF),DA(NDF),
 4587 + P(NDF),VARINT(NVRS,NIP,NEL),PCOR(NDF),REAC(NDF)
 4588 DIMENSION NCORR(NTPE,NEL),NO(NN),KGVN(MXDF,NN),NMOD(NIP,NEL),
 4589 + NRELVV(NN),LTYP(NEL),MRELVV(NEL),NDEST(NN),
 4590 + MAT(NEL),IFDX(NDF),NWL(NPMX)
 4591 DIMENSION ES(KES,NDL(MDFE),NTT(6),ELPA(MFZ),KDF(MXDF,NN))
 4592 DIMENSION PR(NPR,NMT),LL(NL),IFR(IFRZ),E(NDIM,NPMX),
 4593 + PE(NDIM,NPMX),RN(NB),AA(NPMX),ETE(NPMX,NPMX),RLT(NB,NPMX),
 4594 + B(NS,NB),DS(NDIM,NDMX),ELCOD(NDIM,NDMX),CARTD(NDIM,NDMX),
 4595 + SHFN(NDMX),NTY(NMT),D(NS,NS),DB(NS,NB),SS(KSS)
 4596 DIMENSION CARTP(NDIM,NPMX),PORINS(NN)
 4597 DIMENSION IBUF(6),MBUF(6),RBUF(3),IWR(4)
 4598 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 4599 DIMENSION ICPerm(3,NEL)
 4600 C--<

4601 COMMON /FIX/ DXYT(6,2000),TF(6,2000),MF(2000),NF
 4602 COMMON /ELINF/ MINFO(6,30,15),LINFO(50,15)
 4603 COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
 4604 COMMON /POINT/ IPT(6),KPT(6)
 4605 COMMON /PARS/ PYI,ALAR,ASML,ZERO
 4606 COMMON /DEVSUP/ IW14,IW15,IWS
 4607 DATA IWR(1),IWR(2),IWR(3),IWR(4)/' FIX',ED=' ',LD='AD =' / AT 0326

4608 C KURPA=0 AT 0326
 4609 NPAR=MAXPA*(MAXPA+1)/2 AT 0330
 4610 NBAXO=NPAR+2*MAXPA+1 AT

0343
 4612 IBA=NBAXO AT 0350
 4613 NVABZ=0 AT 0356
 4614 NBAXZ=MFZ AT

0360
 4615 INITL=1 AT 0368
 4616 NDIM1=NDIM+1 AT

0372
 4617 IC=0 AT

037E
 4618 C
 4619 CC WRITE(IW6,801)(MF(IQ),IQ=1,NF)
 4620 CC 801 FORMAT(1X,2HMF/(1X,20I5))
 4621 CC WRITE(IW6,802)((TF(IU,JU),IU=1,4),JU=1,NF)
 4622 CC 802 FORMAT(1X,2HTF(1X,20I5))
 4623 CC WRITE(IW6,803)((DXYT(IU,JU),IU=1,4),JU=1,NF)
 4624 CC 803 FORMAT(1X,4HDXYT(1X,15F8.2))
 4625 C-----
 4626 C ZERO LIST OF FIXED D.O.F.
 4627 C-----
 4628 CALL ZERO1(IFDX,NDF) AT

0388
 4629 C
 4630 C LOOP ON ELEMENTS
 4631 C-----
 4632 DO 62 NE=1,NEL AT 0398
 4633.01 LT=LTPY(NE) AT 03C8
 4634.01 IF(LT,LT,0.AND.NE.EQ.NEL)GO TO 61 AT 03D8
 4635.01 IF(LT,LT,0) GOTO 62 AT 03EC
 4636.01 MUS=MRELVV(NE) AT 03F9

4637.01 C
 4638.01 IF(LT,EQ,1)THEN AT 040F
 4639.02 CALL LSTFBFR(W6,NE,MUS,INXL,ES,KES,NN,NEL,NTPE,NPR,
 4640.02 + NMT,NDIM,XYZ,NCORR,MAT,LT,PR,NTY) AT 041C
 4641.02 ELSE IF(LT,EQ,12)THEN AT 0476
 4642.02 CALL LSTFBM(W6,NE,MUS,INXL,ES,KES,NN,NEL,NTPE,NPR,
 4643.02 + NMT,NDIM,XYZ,NCORR,MAT,LT,PR,NTY) AT 0488
 4644.02 ELSE IF(LT,EQ,13)THEN AT 04E2
 4645.02 CALL LSTSPLP(W6,NE,MUS,INXL,ES,KES,NN,NEL,NTPE,NIP,NPR,
 4646.02 + NMT,NDIM,NVRS,XYZ,VARINT,NCORR,MAT,LT,PR,NTY) AT 04F4
 4647.02 ELSE IF(LT,EQ,14)THEN AT 0558
 4648.02 CALL LSFBR2(W6,NE,MUS,INXL,ES,KES,NN,NEL,NTPE,NPR,
 4649.02 + NMT,NDIM,XYZ,NCORR,MAT,LT,PR,NTY) AT 056A
 4650.02 ELSE IF(LT,EQ,15)THEN AT 05C4
 4651.02 CALL LSFBM2(W6,NE,MUS,INXL,ES,KES,NN,NEL,NTPE,NPR,
 4652.02 + NMT,NDIM,XYZ,NCORR,MAT,LT,PR,NTY) AT 05D6
 4653.02 ELSE AT 0630
 4654.02 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 4655.02 C CALL LSTIFF(NE,MUS,INXL,ES,KES,DTIME,NN,MXDF,NEL,NDF,NTPE,NIP,

4656.02 C + NPR,NMT,NS,NB,NL,NDIM,NDMX,NVRS,NPMX,KSS,XYZ,DA,P,
 4657.02 C + VARINT,NCORR,KGVN,NMOD,MAT,LT,ELCOD,CARTD,
 4658.02 C + SHFN,DS,D,B,DB,SS,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,
 4659.02 C + NWL,LL,PR,NTY
 4660.02 CALL LSTIFF(NE,MUS,INXL,ES,KES,DTIME,NN,MXDF,NEL,NDF,NPTE,NIP, AT 0635
 4661.02 + NNP,NMT,NS,NB,NL,NDIM,NDMX,NVRS,NPMX,KSS,XYZ,DA,P,
 4662.02 + VARINT,NCORR,KGVN,NMOD,MAT,LT,ELCOD,CARTD,
 4663.02 + SHFN,DS,D,B,DB,SS,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,
 4664.02 + NWL,LL,PR,NTY,PLIMIT,ICPERM,FRED,INICOR,JS)
 4665.02 C--<
 4666.02 ENDIF AT 0745
 4667.02 C
 4668.02 CC WRITE(IW6,904)NE,(ES(KL),KL=1,KES)
 4669.02 CC 904 FORMAT(26H ELEMENT STIFFNESS MATRIX ,5/(1X,9E14.6))
 4670.02 C
 4671.02 C FIND CURRENT SIZE OF GRANDPA (KURPA)
 4672.02 C-----
 4673.01 NNE=LINFO(1,LT) AT 0745
 4674.01 DO 10 J=1,NNE
 4675.02 N=NCORR(J,NE)
 4676.02 NA=ABS(N)
 4677.02 NDFN=NQ(NA)
 4678.02 IF(NDFN.EQ.0)GOTO 10
 4679.02 ND=NDEST(NA)-1
 4680.02 DO 6 I=1,NDFN AT 075D
 4681.03 ND=ND+1 AT 0785
 4682.03 6 IFR(ND)=NA AT 07A7
 4683.02 IF(ND.LT.KURPA) GOTO 10 AT 07B4
 4684.02 KURPA=ND AT 07DB
 4685.02 10 CONTINUE AT 0809
 4686.02 C-----
 4687.02 C ASSEMBLE ELEMENT STIFFNESS INTO GRANDPA AT 0827
 4688.02 C-----
 4689.02 CC WRITE(IW6,901)((NCORR(I,J),I=1,NNE),J=1,NEL)
 4690.02 CC 901 FORMAT(6HONCORR/(1X,22I5))
 4691.02 CC WRITE(IW6,902)(NDEST(I),I=1,NN)
 4692.02 CC 902 FORMAT(6HONDEST/(1X,20I5))
 4693.02 CC WRITE(IW6,903)(IFR(I),I=1,IFRZ)
 4694.02 CC 903 FORMAT(4HDIFR/(1X,20I5))
 4695.01 IT=0 AT 0839
 4696.01 DO 17 J=1,NNE AT 084F
 4697.02 N=NCORR(J,NE)
 4698.02 NA=ABS(N)
 4699.02 ND=NDEST(NA)-1 AT 087C
 4700.02 C *** INXL - INDEX TO NODAL D.O.F. (SEE ROUTINES BDATA1 AND MAIN2) AT 089E
 4701.02 NDFN=LINFO(J+INXL,LT) AT 08BC
 4702.02 IF(NDFN.EQ.0)GOTO 17 AT 08E0
 4703.02 DO 16 JJ=1,NDFN AT 08E9
 4704.03 KVT=MINFQ(JJ,J,LT) AT 0911
 4705.03 IT=IT+1 AT 0936
 4706.03 16 NDL(IT)=ND+KDF(KVT,NA) AT 093C
 4707.02 17 CONTINUE AT 0977
 4708.01 IS=0 AT 097C
 4709.01 DO 20 J=1,IT AT 0986
 4710.02 NDJ=NDL(J) AT 09B4
 4711.02 KS=NDJ*(NDJ-1)/2 AT 09C4
 4712.02 DO 20 I=1,J AT 09D8
 4713.03 IS=IS+1 AT 0A06
 4714.03 ND=NDL(I) AT 0A0C
 4715.03 IF(ND.GT.NDJ)GO TO 18 AT 0A1C
 4716.03 KX1=KS+NDI AT 0A28
 4717.03 GO TO 20 AT 0A34
 4718.03 18 KX1=NOI*(NDI-1)/2+NDJ AT 0A39
 4719.03 20 ELPA(KX1)=ELPA(KX1)+ES(IS)
 4720.03 CC CALL PRINTF(IW6,ELPA(1),MFZ,KURPA,ELPA(NPAR+1)) AT 0A57
 4721.03 C-----
 4722.03 C ASSEMBLE RIGHT HAND SIDE / FIX DEGREES OF FREEDOM
 4723.03 C-----
 4724.01 DO 30 I=1,NNE AT 0A86
 4725.02 IF(NCORR(I,NE).GT.0) GOTO 30 AT 0AB4
 4726.02 MA=NCORR(I,NE) AT 0ADD
 4727.02 NUNDE=NRELVV(MA) AT 0AFE
 4728.02 C-----
 4729.02 C FIND IF FIXED
 4730.02 C-----
 4731.02 DO 21 J=1,NF AT 0B0E
 4732.03 IF(MA.EQ.MF(J)) GOTO 22 AT 0B3C
 4733.03 21 CONTINUE AT 0B4F
 4734.02 GOTO 26 AT 0B51
 4735.02 C-----
 4736.02 22 DO 19 ID=1,MXDF AT 0B56
 4737.03 19 NTT(ID)=TF(ID,J) AT 0B83
 4738.02 NDFN=NQ(MA) AT 0BAB
 4739.02 IF(NDFN.EQ.0)GOTO 30 AT 0BBB
 4740.02 C-----
 4741.02 FAC=FRACTLD AT 0BC4
 4742.02 MDI=NDEST(MA)-1 AT 0BD2
 4743.02 DO 25 IDOF=1,MXDF AT 0BE3
 4744.03 IF(KDF(IDOF,MA).EQ.0)GOTO 25 AT 0C10
 4745.03 ISF=IPT(IDOF) AT 0C3C
 4746.03 NTT=NTT(IDOF) AT 0C49
 4747.03 MDI=MDI+1 AT 0CS3
 4748.03 LC=KGVN(IDOF,MA) AT 0C59
 4749.03 INDX=IDOF AT 0C7B
 4750.03 CC IF(NTT.IDOF.0)GO TO 25
 4751.03 C=====CHANGES MADE 27 APRIL 90 TO FIX REACTION BUG AT 0C87
 4752.03 IF(NTT.IDOF.0) THEN
 4753.04 MDEST=NPAR+NDEST(MA)-1+IDOF AT 0C90
 4754.04 MSO=KGVN(IDOF,MA) AT 0CAF

4755.04 ELPA(MDEST)=ELPA(MDEST)+REAC(MSO) AT OCCD
 4756.04 GOTO 25 AT OCFB
 4757.04 ENDIF AT 0D00
 4758.04 C=====
 4759.03 MDF=MDF AT 0D00
 4760.03 NPA=MDF*(MDF+1)/2 AT 0D0C
 4761.03 ELPA(NPA)=ELPA(NPA)+ALAR AT 0D1E
 4762.03 NPRF=NPAR+MDF AT 0D33
 4763.03 C
 4764.03 C REPLACE NODAL PORE PRESSURE FIXITY CODES 2 & 3 BY 1 AND SET THE
 4765.03 C MAGNITUDE TO ZERO
 4766.03 C
 4767.03 IF(IDOF.NE.4.OR.NTTI.NE.2.AND.NTTI.NE.3)GOTO 24 AT 0D45
 4768.03 FAC=1 AT 0D6C
 4769.03 TF(IDOF,J)=1 AT 0D76
 4770.03 IF(NTTI.EQ.2) THEN AT 0D93
 4771.04 DXYT(IDOF,J)=DXYT(IDOF,J)-DA(LC)
 4772.04 ELSE IF(NTTI.EQ.3) THEN AT 0D9A
 4773.04 DXYT(IDOF,J)=DXYT(IDOF,J)-DA(LC)-PORINS(MA) AT 0D9C
 4774.04 ENDIF AT 0E1E
 4775.04 C
 4776.03 24 CONTINUE AT 0E1E
 4777.03 C-- Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 4778.03 C-- implementacao de codigo de fix 4: aplica valor adicional como
 4779.03 C-- codigo 1 porem de uma vez so em apenas em um incremento
 4780.03 IF(IDOF.EQ.4.AND.NTTI.EQ.4)THEN AT 0E1E
 4781.04 FAC=1 AT 0E38
 4782.04 C-- DXYT=DXYT(IDOF,J)
 4783.04 TF(IDOF,J)=0 AT 0E42
 4784.04 ENDIF AT 0E5F
 4785.04 C--<
 4786.03 ELPA(NPRF)=ELPA(NPRF)+DXYT(IDOF,J)*ALAR*FAC AT 0E5F
 4787.03 CC WRITE(W6,806),IDOF
 4788.03 CC806 FORMAT(1X,4H= ,J5,3X,7HIDOF = ,J5)
 4789.03 IC=IC+1 AT 0E99
 4790.03 IDFX(LC)=1 AT 0E9F
 4791.03 IBUF(2*IC-1)=NUnde AT 0EB3
 4792.03 IBUF(2*IC)=ISF AT 0EC5
 4793.03 MBUF(2*IC-1)=IWR(1) AT 0ED7
 4794.03 MBUF(2*IC)=IWR(2) AT 0EE8
 4795.03 RBUF(IC)=DXYT(IDOF,J)*FAC AT 0EFA
 4796.03 IF(IC.EQ.3.AND.IOPBC.EQ.1)WRITE(W6,910)(IBUF(2*IM-1),IBUF(2*IM), AT 0F24
 4797.03 1 MBUF(2*IM-1),MBUF(2*IM),RBUF(IM),IM=1,3)
 4798.03 910 FORMAT(2(5H NODE,J5,7H D.O.F.,J3,2A4,E13.4,X), AT 103B
 4799.03 1 SH NODE,J5,7H D.O.F.,J3,2A4,E13.4)
 4800.03 IF(C.EQ.3)IC=0 AT 10B8
 4801.03 IF(IDOF.EQ.4.AND.NTTI.EQ.2)DXYT(IDOF,J)=0. AT 10CF
 4802.03 IF(IDOF.EQ.4.AND.NTTI.EQ.3)DXYT(IDOF,J)=0. AT 1106
 4803.03 C-- Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 4804.03 C-- implementacao de codigo de fix 4
 4805.03 IF(IDOF.EQ.4.AND.NTTI.EQ.4)DXYT(IDOF,J)=0. AT 113D
 4806.03 C--<
 4807.03 25 CONTINUE AT 1174
 4808.03 C
 4809.02 26 NDFN=NQ(MA) AT 1179
 4810.02 IF(NDFN.EQ.0)GOTO 30
 4811.02 MDEST=NPAR+NDEST(MA)-1 AT 118C
 4812.02 DO 27 JJ=1,MXDF AT 1195
 4813.03 MSO=KGVN(JJ,MA) AT 11AC
 4814.03 IF(MSO.EQ.0)GOTO 27 AT 11D9
 4815.03 MDEST=MDEST+1 AT 11FB
 4816.03 ELPA(MDEST)=ELPA(MDEST)+P(MSO)+PCOR(MSO) AT 1204
 4817.03 IF(ABS(P(MSO))<LTASMVL.AND.ABS(PCOR(MSO)).LT.ASMVL) GOTO 27 AT 122D
 4818.03 ISF=IP(T(JJ) AT 125C
 4819.03 IC=IC+1 AT 126F
 4820.03 IBUF(2*IC-1)=NUnde AT 1275
 4821.03 IBUF(2*IC)=ISF AT 1287
 4822.03 MBUF(2*IC-1)=IWR(3) AT 1293
 4823.03 MBUF(2*IC)=IWR(4) AT 12A5
 4824.03 RBUF(IC)=P(MSO)+PCOR(MSO) AT 12B7
 4825.03 IF(IC.EQ.3.AND.IOPBC.EQ.1)WRITE(W6,910)(IBUF(2*IM-1),IBUF(2*IM), AT 12D6
 4826.03 1 MBUF(2*IM-1),MBUF(2*IM),RBUF(IM),IM=1,3)
 4827.03 IF(C.EQ.3)IC=0 AT 13F1
 4828.03 27 CONTINUE AT 140B
 4829.03 C
 4830.02 30 CONTINUE AT 140D
 4831.02 CC CALL PRNTF(W6,ELPA(1),MFZ,KURPA,ELPA(NPAR+1))
 4832.02 C
 4833.02 C ELIMINATE
 4834.02 C
 4835.01 DO 60 JJ=1,NNE AT 1412
 4836.02 IF(NCORR(J,NE).GT.0) GOTO 60
 4837.02 NA=NCORR(J,NE) AT 1440
 4838.02 NDFN=NQ(NA) AT 1469
 4839.02 IF(NDFN.EQ.0)GOTO 60 AT 148A
 4840.02 ND=NDEST(NA)+NDFN AT 1497
 4841.02 C
 4842.02 C LOOP ON ALL D.O.F. OF NODE BEING ELIMINATED AT 14A0
 4843.02 C
 4844.02 DO 58 JJ=1,MXDF AT 14B6
 4845.03 JJB=MXDF+1-JJ AT 14E3
 4846.03 IF(KDF(JJB,NA).EQ.0)GOTO 58 AT 14F1
 4847.03 NVABZ=NVABZ+1 AT 151D
 4848.03 NDEON=IBA+KURPA+4 AT 1523
 4849.03 IF(NDEON.GT.NBAZ)CALL STOREQ(ELPA,MFZ,NBAZ,IBA,NDEQN,KURPA,W7) AT 1538
 4850.03 ND=ND-1 AT 157C
 4851.03 NPA=ND AT 1582
 4852.03 KVAR=KGVN(JB,NA) AT 158E
 4853.03 IBDIAG=IBA+NPA AT 15B4

4854.03 NDIAIG=BDIAG
 4855.03 IF(INITL.NE.0) NDIAIG=NPA*(NPA+1)/2
 4856.03 PIVOT=ELPA(NDIAIG)
 4857.03 ELPA(NDIAIG)=0.
 4858.03 IF(ABS(PIVOT).GT.ASMVL) GOTO 34
 4859.03 WRITE(W6,911)
 4860.03 WRITE(W15,911)
 4861.03 WRITE(WNS,911)
 4862.03 911 FORMAT(19H ERROR - ZERO PIVOT,1X,(ROUTINE FRONTZ))
 4863.03 WRITE(W6,711)MUS,NA,JJB
 4864.03 WRITE(W15,711)MUS,NA,JJB
 4865.03 WRITE(WNS,711)MUS,NA,JJB
 4866.03 711 FORMAT(1X,12HN ELEMENT =,I5,5X,6HNODE =,I5,5X,8HVAR
 NO.=,I5) AT 182A
 4867.03 WRITE(W15,712)NPA,NDIAIG
 4868.03 WRITE(WNS,712)NPA,NDIAIG
 4869.03 WRITE(W6,712)NPA,NDIAIG
 4870.03 712 FORMAT(1X,5HNPA =,I5,5X,7HNDIAIG =,I5)
 4871.03 CALL PRINTF(W6,ELPA(1),MFZ,KURPA,ELPA(NPAR+1))
 4872.03 CALL PRINTF(W15,ELPA(1),MFZ,KURPA,ELPA(NPAR+1))
 4873.03 STOP AT 1A29
 4874.03 C
 4875.03 34 MGZ=0 AT 1A3C
 4876.03 JGZ=KURPA AT 1A46
 4877.03 IBO=IBA AT 1A52
 4878.03 IF(INITL.EQ.0) IBA=IBA+KURPA AT 1A5E
 4879.03 L12=2-INITL AT 1A71
 4880.03 C
 4881.03 DO 50 LHSRHS=L12,2 AT 1AB2
 4882.04 IF(LHSRHS.EQ.2) JGZ=1 AT 1AA0
 4883.04 C
 4884.04 DO 48 JG=1,JGZ AT 1AB7
 4885.05 IBA=IBA+1 AT 1AE5
 4886.05 GOTO(36,40),LHSRHS AT 1AE8
 4887.05 C
 4888.05 36 MG=MGZ AT 1B0A
 4889.05 MGZ=MG0+JG AT 1B16
 4890.05 IF(NPA.GT.JG)GOTO 38 AT 1B22
 4891.05 MG=MG0+NPA AT 1B34
 4892.05 GOTO 42 AT 1B40
 4893.05 C
 4894.05 38 MG=JG+NPA*(NPA-1)/2 AT 1B45
 4895.05 GOTO 42 AT 1B63
 4896.05 C
 4897.05 40 MG0=NPAR AT 1B68
 4898.05 MG=MG0+NPA AT 1B74
 4899.05 MGZ=MG0+KURPA AT 1B80
 4900.05 C
 4901.05 42 NDELT=IBD-MG0 AT 1B92
 4902.05 CONST=ELPA(MG)
 4903.05 ELPA(IBA)=CONST AT 1BA4
 4904.05 CC IF(CONST.EQ.0) GOTO 48 AT 1BCA
 4905.05 IF(ABS(CONST).LT.ASMVL) GOTO 48 AT 1BE2
 4906.05 CONST=CONST/PIVOT AT 1BF5
 4907.05 ELPA(MG)=0.
 4908.05 IF(INITL.NE.LHSRHS) GOTO 44 AT 1BFD
 4909.05 MG=NPAR+MAXPA+JG AT 1C0F
 4910.05 ELPA(MG)=ELPA(MG)+ELPA(MGZ)*ELPA(MGZ) AT 1C26
 4911.05 C
 4912.05 44 MG1=MG0+1 AT 1C3D
 4913.05 DO 48 I=MG1,MGZ
 4914.06 K=I-NDELT AT 1C4A
 4915.06 ELPA(I)=ELPA(I)-CONST*ELPA(K) AT 1C79
 4916.06 46 CONTINUE AT 1C85
 4917.05 48 CONTINUE AT 1CA6
 4918.04 50 CONTINUE AT 1CA8
 4919.04 C AT 1CAD
 4920.03 ELPA(IBDIAG)=PIVOT AT 1CB2
 4921.03 IBA=NDEQN AT 1CC8
 4922.03 ELPA(IBA)=FLOAT(KURPA)
 4923.03 ELPA(IBA-1)=FLOAT(NPA)
 4924.03 ELPA(IBA-2)=FLOAT(KVAR)
 4925.03 IF(INITL.EQ.0) GOTO 56 AT 1CF5
 4926.03 C
 4927.03 C SKIP MORE ON RESOLUTION AT 1D02
 4928.03 C AT 1D30
 4929.03 MG=NPAR+MAXPA+NPA AT 1D19
 4930.03 CRIT=SQRT(ELPA(MG))/ABS(PIVOT)
 4931.03 ELPA(MG)=0.
 4932.03 IF(CRIT.LT.1.0E8) GOTO 52 AT 1D38
 4933.03 WRITE(W6,912)
 4934.03 WRITE(W15,912)
 4935.03 WRITE(WNS,912)
 4936.03 912 FORMAT(51H PROBABLE SERIOUS ILL-CONDITIONING (ROUTINE FRONTZ)) AT 1DC6
 4937.03 WRITE(W6,700)JJB,NRELVV(NA),MUS,CRIT,PIVOT AT 1E0D
 4938.03 WRITE(W15,700)JJB,NRELVV(NA),MUS,CRIT,PIVOT AT 1EB0
 4939.03 WRITE(WNS,700)JJB,NRELVV(NA),MUS,CRIT,PIVOT AT 1F53
 4940.03 700 FORMAT(1X,'VAR NUMBER',I5,5X,'NODE ',I5,5X,'ELEMENT',I5, AT 1FF6
 4941.03 + 5X,'CRIT =',E16.5,5X,'PIVOT =',E16.5)
 4942.03 WRITE(W6,710)(NCORR(IM,NE),IM=1,NNE)
 4943.03 WRITE(W15,710)(NCORR(IM,NE),IM=1,NNE)
 4944.03 710 FORMAT(1X,'ELEMENT (PROG NODES =',2015)
 4945.03 WRITE(W6,720)(NDEST(IM),IM=1,NN)
 4946.03 WRITE(W15,720)(NDEST(IM),IM=1,NN)
 4947.03 720 FORMAT(1X,'NDEST(1X,255))
 4948.03 CALL PRINTF(W6,ELPA(1),MFZ,KURPA,ELPA(NPAR+MAXPA+1))
 4949.03 CALL PRINTF(W15,ELPA(1),MFZ,KURPA,ELPA(NPAR+MAXPA+1))
 4950.03 STOP AT 2363
 4951.03 C
 4952.03 52 IF(CRIT.LT.1.E4.AND.PIVOT.GT.0) GOTO 54 AT 2376

```

4953.03 CC      WRITE(IW6,912)
4954.03 CC912 FORMAT(26H POSSIBLE ILL CONDITIONING)
4955.03 C
4956.03 54 CONTINUE
4957.03 C
4958.03 56 IF(NPA.EQ.KURPA) KURPA=KURPA-1
4959.03   IFR(NPA)=0
4960.03 C
4961.03 58 CONTINUE
4962.03 C
4963.02 NCORR(J,NE)=NCORR(J,NE)
4964.02 IF(KURPA.GT.ND) GOTO 60
4965.02 59 IF(KURPA.EQ.0)GOTO 60
4966.02 IF(IFR(KURPA).GT.0) GOTO 60
4967.02 KURPA=KURPA-1
4968.02 GOTO 59
4969.02 C
4970.02 60 CONTINUE
4971.02 C
4972.02 CC      CALL PRINTF(IW6,ELPA(1),MFZ,KURPA,ELPA(NPAR+1))
4973.02 C
4974.02 C OUTPUT BUFFER
4975.02 C
4976.01 61 IF(NE,NE,NEL) GOTO 62
4977.01 IF(C,EQ.0) GOTO 62
4978.01 IF((C,EQ.1)AND(JOPBC,EQ.1))WRITE(IW6,921)(IBUF(1),IBUF(2),
4979.01 + MBUF(1),MBUF(2),RBUF(1)
4980.01 921 FORMAT(5H NODE,I5,7H D.O.F.,I3,2A4,E13.4)
4981.01 IF((C,EQ.2)AND(JOPBC,EQ.1))WRITE(IW6,922)(IBUF(2*IM-1),IBUF(2*IM),
4982.01 + MBUF(2*IM-1),MBUF(2*IM),RBUF(IM),IM=1,2)
4983.01 922 FORMAT(2(5H NODE,I5,7H D.O.F.,I3,2A4,E13.4,X))
4984.01 62 CONTINUE
4985.01 C
4986.01 C BACK SUBSTITUTE
4987.01 C
4988 70 IF(NVABZ.EQ.0) GOTO 80
4989   IF(IBA.EQ.NBAX0) CALL GETEQN(ELPA,MFZ,NBAX0,IBA,IW7)
4990   NVABZ=NVABZ-1
26F9
4991   KURPA=IFIX(ELPA(IBA))
4992   NPA=IFIX(ELPA(IBA-1))
4993   NIC=IFIX(ELPA(IBA-2))
4994   IBAR=IBA-4
4995   IBA=IBAR-KURPA
4996   IBDIAG=IBA+NPA
4997   PIVOT=ELPA(IBDIAG)
4998   C
4999   ELPA(IBDIAG)=0.
5000   CONST=ELPA(IBAR+1)
5001   C
5002   DO 72     I=1,KURPA
5003.01 K=I+IBA
5004.01 CONST=CONST-ELPA(I)*ELPA(K)
5005.01 72 CONTINUE
5006.01 C
5007   ELPA(NPA)=CONST/PIVOT
281A
5008   DI(NIC)=ELPA(NPA)
5009   C
5010   ELPA(IBDIAG)=PIVOT
5011   GOTO 70
5012   C
5013   80 CONTINUE
5014   CC      WRITE(IW6,955)(ATM(IK),IK=1,NEL)
5015   CC955 FORMAT(1X,33H CPU TIME - STIFFNESS CALCULATIONS/1X,
5016   CC      + 33(1H-)J/(1SF8.2))
5017   RETURN
5018   END

```

5638 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 5639 C SUBROUTINE LODINC(
 5640 CX SUBROUTINE LODINC(NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,
 5641 CX + NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,
 5642 CX + NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN,
 5643 C + INXL,MXEN,MXLD,LV,NVTX,ND,KSS,
 5644 C + XYZ,DI,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEQT,XYFT,
 5645 C + XYFB,STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,
 5646 C + CARTD,B,DB,FT,SS,ES,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,
 5647 C + PORINS,
 5648 C + NCORR,MAT,LTYP,MRELVW,MREL,V,NREL,KGVN,NO,
 5649 C + JEL,IDX,NDEST,NP1,NP2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,
 5650 C + CIP,LL,V,XYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,
 5651 C + DTIMEI,TTIMEI,DGRAV,TGRAV,IOUT,JS,J,FRACLD,
 5652 C + FRACT,ICOR,IUPD,IBC,NLOD,NLDS,IWRDK,KK,LKK,
 5653 C + KLT,LTZ)
 5654 SUBROUTINE LODINC(
 5655 + INXL,MXEN,MXLD,LV,NVTX,ND,KSS,
 5656 + XYZ,DI,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEQT,XYFT,
 5657 + XYFB,STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,
 5658 + CARTD,B,DB,FT,SS,ES,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,
 5659 + PORINS,NCORR,MAT,LTYP,
 5660 + MRELVW,MREL,V,NREL,KGVN,NO,
 5661 + JEL,IDX,NDEST,NP1,NP2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,
 5662 + CIP,LL,V,XYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,
 5663 + DTIMEI,TTIMEI,DGRAV,TGRAV,IOUT,JS,J,FRACLD,
 5664 + FRACT,ICOR,IUPD,IBC,NLOD,NLDS,IWRDK,KK,LKK,
 5665 + KLT,LTZ,RENDESP,PLIMIT2,ICPERM,DZELEM,
 5666 + CENTROY,DHATUAL,FRED,INICOR,YLM)
 5667 C-->
 5668 C-----
 5669 C LOAD INCREMENT ROUTINE
 5670 C-----
 5671 REAL LL
 5672 DIMENSION XYZ(NDIM,NN),DI(NDF),DA(NDF),VARINT(NVRS,NIP,NEL),
 5673 + P(NDF),PT(NDF),PIB(NDF),REAC(NDF),PCOR(NDF),PEQT(NDF),XYFT(NDF),
 5674 + XYFB(NDF),STR(NVRN,NIP,NEL),PEXIB(NDF),PEXI(NDF),PCONI(NDF)
 5675 DIMENSION DX(NS,NS),ELCOD(NDIM,NDMX),DS(NDIM,NDMX),SHFN(NDMX),
 5676 + CARTD(NDIM,NDMX),B(NS,NB),DB(NS,NB),FT(NDIM,NDMX),
 5677 + SS(KSS),ES(KES),KLT(LTZ)
 5678 DIMENSION E(NDIM,NPMX),PE(NDIM,NPMX),PORINS(NN),
 5679 + RN(NB),AA(NPMX),ETE(NPMX,NPMX),RLT(NB,NPMX),CARTP(NDIM,NPMX)
 5680 DIMENSION NCORR(NTPE,NEL),MAT(NEL),LTYP(NEL),MRELVW(NEL),
 5681 + MREL(MUMAX),NRELVW(NN),NREL(NNZ),KGVN(MXDF,NN),NO(NN),JEL(NEL),
 5682 + IDFX(NDF),NDEST(NN),NP1(NPL),NP2(NPL),KDF(MXDF,NN)
 5683 DIMENSION IFR(IFRZ),NDL(MDFE),NWL(NPMX),NMOD(NIP,NEL)
 5684 DIMENSION CIP(NDIM),LL(NL),V(LV),XYZ(NDIM),PR(NPR,NMT),
 5685 + PDISLD(NDIM,NPT),PRES(NDIM,NPT),NTY(NMT),A(MFZ),KK(LKK)
 5686 COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IR2,W4,IR6,IR7,WP,W9
 5687 COMMON /PRSLD/ / PRSLD(10,100),LEDG(100),NDE1(100),NDE2(100),NLED
 5688 COMMON /PRLDI/ / PRSLD(10,100),LEDI(100),NDI1(100),NDI2(100),ILOD
 5689 COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
 5690 + IFRZ,NNZ,NOMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
 5691 C
 5692 WRITE(W6,915)JS,J,FRACLD
 5693 WRITE(W6,917)DGRAV,TGRAV,DTIMEI,TTIMEI AT 0420
 5694 C-----
 5695 C BOUNDARY CONDITIONS (LOADS AND DISPLACEMENTS) ARE PRINTED
 5696 C EVERY IBC INCREMENTS
 5697 C IBC = 0 NOT PRINTED IN ANY INCREMENT
 5698 C IBC = 1 PRINTED IN EACH INCREMENT
 5699 C IBC = 10 PRINTED IN EVERY 10TH INCREMENT
 5700 C-----
 5701 IOPBC=0 AT 0509
 5702 IF(IBC.EQ.0)GOTO 130 AT 0513
 5703 NJS=IBC*(JS/IBC) AT 0522
 5704 IF(NJS.EQ.JS)IOPBC=1 AT 053C
 5705 C
 5706 130 DO 140 IM=1,NDF AT 054E
 5707.01 XYFT(IM)=XYFT(IM)+XYFB(IM)*FRACLD AT 057C
 5708.01 140 P(IM)=FRACLD*PIB(IM)+FRACLD*XYFB(IM) AT 0597
 5709.01 C
 5710 DD 145 IM=1,NDF AT 05C1
 5711.01 145 PEXI(IM)=(1.0-FRACT)*PEXIB(IM) AT 05EF
 5712.01 C-----
 5713.01 C UPDATE LIST OF PRESSURE LOADING ALONG ELEMENT EDGES
 5714.01 C-----
 5715 IF(NLOD.GE.0)GO TO 162 AT 0610
 5716 C
 5717 DO 160 ISD=1,NLDS AT 061F
 5718.01 LNE=LEDI(ISD) AT 064F
 5719.01 ND1=NDI1(ISD) AT 065C
 5720.01 ND2=NDI2(ISD) AT 0669
 5721.01 ICT=0 AT 0676
 5722.01 C *** N2D = 2 FOR TWO DIMENSIONAL PROBLEMS AT 0680
 5723.01 N2D=2 AT 0680
 5724.01 DO 150 IK=1,NPT AT 068A
 5725.02 DO 150 IL=1,N2D AT 06B8
 5726.03 ICT=CT+1 AT 06E6
 5727.03 150 PRES(IJ,IK)=FRACLD*PRSLD(ICT,ISD) AT 06EC
 5728.01 CALL LODLST(W6,LNE,ND1,ND2,PRES,NDIM,NPT,0,MXLD) AT 0738
 5729.01 160 CONTINUE AT 0775
 5730 162 CONTINUE AT 077A
 5731 C
 5732 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 5733 IF(JS.LT.INICOR)GOTO 120 AT 077A
 5734 CALL FREAT(XYZ,DA,VARINT,NCORR,MAT,MRELVW,NRELVW,
 5735 + KGVN,PR,LTYP,ICPERM,DZELEM,CENTROY,DHATUAL,FRED,
 5736 + PLIMIT2,JS,DTIMEI,PORINS,YLM,RENDESP)

```

5737    120 CONTINUE
5738    C--<
5739    C
5740    C
5741    C      INITIALISE INCREMENTAL DISPLACEMENTS AND WORKING ARRAY A
5742    C
5743    CALL ZEROR1(D,NDF)                                     AT 0810
5744    CALL ZEROR1(A,MFZ)                                     AT 0822
5745    C
5746    C      PREFRONT
5747    C
5748    CALL MAKENZ(NTP,E,NEL,NN,MXDF,NCORR,LTYP,NQ,INXL,KDF)   AT 0838
5749    CALL MLAPZ(NTP,E,NEL,NN,NCORR,LTYP,NQ)                  AT 0872
5750    CALL SFWZ(MNFZ,NTP,E,NEL,NN,MUMAX,NNZ,IFRZ,NCORR,LTYP,   AT 089D
5751    +     NQ,NDEST,NREL,NREL,IFR,1,MCORE,NCORET)
5752    C
5753    C      SOLVE EQUATIONS USING FRONTAL SOLUTION
5754    C
5755    IF(IOPBC.EQ.1)WRITE(MW,921)                           AT 090A
5756    C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
5757    CALL FRONTZ(MNFZ,DTIMEI,NN,MXDF,NEL,NDL,NTPE,NIP,NPR,NMT,   AT 0942
5758    + KES,NS,NB,NDIM,NDMX,NVRS,NPMX,INXL,MDFE,IFRZ,KSS,
5759    + XYZ,DI,DA,P,PCOR,REAC,VARINT,NCORR,
5760    + NQ,KGVN,NMOD,KDF,ES,NL,IFR,NDL,
5761    + ELCOD,CARTD,SHFN,DS,D,B,DB,SS,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,PORINS,
5762    + NREL,V,LTYP,MREL,V,NDEST,MAT,IFDX,NWL,LL,PR,
5763    + NTY,A,MFZ,FRACL,D,IOPBC)
5764    CALL FRONTZ(MNFZ,DTIMEI,NN,MXDF,NEL,NDL,NTPE,NIP,NPR,NMT,   AT 0942
5765    + KES,NS,NB,NDIM,NDMX,NVRS,NPMX,INXL,MDFE,IFRZ,KSS,
5766    + XYZ,DI,DA,P,PCOR,REAC,VARINT,NCORR,
5767    + NQ,KGVN,NMOD,KDF,ES,NL,IFR,NDL,
5768    + ELCOD,CARTD,SHFN,DS,D,B,DB,SS,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,PORINS,
5769    + NREL,V,LTYP,MREL,V,NDEST,MAT,IFDX,NWL,LL,PR,
5770    + NTY,A,MFZ,FRACL,D,IOPBC,
5771    + PLIMIT2,ICPERM,FRED,INICOR,JS)
5772    C--<
5773    C
5774    C      UPDATE AND OUTPUT CALCULATIONS
5775    C
5776    C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
5777    CALL UPARAL(TTIME,TGRAV,IOUT,NN,ND,MXDF,NEL,NDL,NTPE,NIP,NPT,   AT 0ABC
5778    + NSP,NPL,NDZ,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,INXL,
5779    + NPT,NMT,MXEN,XYZ,DI,DA,P,PT,XYFT,PEQT,
5780    + VARINT,STR,PEXI,PCONI,REAC,PR,CIP,FT,LL,B,DS,D,ELCOD,
5781    + CARTD,SHFN,AA,NCORR,NQ,KGVN,LTYP,MAT,JEL,IFDX,
5782    + MREL,NREL,NWL,NMOD,NTY,NP1,NP2,A,MFZ,
5783    + PCOR,ICOR,IUPD,FRACT,IWRDK,JS,KK,LKK,KLT,LTZ)
5784    C
5785    CALL UPARAL(TTIME,TGRAV,IOUT,NN,ND,MXDF,NEL,NDL,NTPE,NIP,NPT,   AT 0ABC
5786    + NSP,NPL,NDZ,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,INXL,
5787    + NPT,NMT,MXEN,XYZ,DI,DA,P,PT,XYFT,PEQT,
5788    + VARINT,STR,PEXI,PCONI,REAC,PR,CIP,FT,LL,B,DS,D,ELCOD,
5789    + CARTD,SHFN,AA,NCORR,NQ,KGVN,LTYP,MAT,JEL,IFDX,
5790    + MREL,NREL,NWL,NMOD,NTY,NP1,NP2,A,MFZ,PCOR,ICOR,IUPD,
5791    + FRACT,IWRDK,JS,KK,LKK,KLT,LTZ,
5792    + PLIMIT2,INICOR,ICPERM,MREL,V)
5793    C--<
5794    C
5795    RETURN
5796    915 FORMAT(//120(1H=))
5797    + 1X,32HSTART OF LOAD INCREMENT NUMBER ,I5,          AT 0C55
5798    + 4X,22HINCREMENT BLOCK NUMBER,I5,4X,18HINCREMENT RATIO = ,F5.2/
5799    + 1X,95(1H=))
5800    917 FORMAT(22H INCR GRAVITY LEVEL = ,E11.4,          AT 000D
5801    + 24H      TOTAL GRAVITY LEVEL = E11.4,2X,
5802    + 18H TIME INCREMENT = ,E11.4,4X,15H TOTAL TIME = ,E11.4)
5803    921 FORMAT(/31H PRESCRIBED BOUNDARY CONDITIONS/1X,30(1H=))  AT 0DA8
5804    END

```

5806 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 5807 C
 5808 SUBROUTINE FREAT(XYZ,DA,VARINT,NCORR,MAT,MRELV,NRELV,
 5809 + KGVN,PR,LTYP,ICPERM,DZELEM,CENTROY,DHATUAL,
 5810 + FRED,PLIMIT2,JS,DTIMEI,PORINS,YLIM,RENDESP)
 5811 C
 5812 C
 5813 C promove a variação da linha freática em problemas acoplados
 5814 C não confinados (apenas elementos tipo 5)
 5815 C
 5816 C variáveis:
 5817 C INICOR increm inicial para tratar linha freat
 5818 C PLIMIT2 poropressão de redução total
 5819 C FRED fator de redução da permeabilidade
 5820 C YLIMIT limite inferior para tratar elementos
 5821 C DVFACE volume a escoar por face freática
 5822 C DHFACE carga de pressão por face
 5823 C NFACE nos das faces
 5824 C TFACE tempo de carga por face
 5825 C NNFACES numero de faces corrente
 5826 C DHANT carga dos nos no incremento anterior
 5827 C DHFREA carga corrente nos nos
 5828 C NOFREA nos freáticos
 5829 C NNFREA numero de nos freáticos corrente
 5830 C DZELEM altura das elementos
 5831 C DHATUAL carga atualizada do elemento
 5832 C CENTROY centro vertical dos elementos
 5833 C ICPERM flags de status dos elementos
 5834 C
 5835 C flags para elementos:
 5836 C ICPERM(1,elem)
 5837 C =0 -> acima do limite inferior
 5838 C =1 -> abaixo do limite inferior
 5839 C ICPERM(2,elem)
 5840 C =0 -> não reduzido
 5841 C =1 -> redução total
 5842 C =2 -> redução parcial
 5843 C ICPERM(3,elem)
 5844 C =0 -> disponível para iniciar carga
 5845 C =1 -> ainda produzindo carga
 5846 C =2 -> carga finalizada
 5847 C flags para faces:
 5848 C NFACE(1,face)
 5849 C < 0 -> face ainda não ativada em um incremento
 5850 C =0 -> face desativada
 5851 C NFACE(2,face)
 5852 C < 0 -> face intercepta uma face drenante
 5853 C TFACE(face)
 5854 C =0 -> face criada no incremento corrente
 5855 C NOFREA(no)
 5856 C < 0 -> no freático a ser desativado, faz TF = 0
 5857 C =0 -> no freático desativado
 5858 C
 5859 C
 5860 C
 5861 INTEGER TF
 5862 DIMENSION XYZ(NDIM,NN),DA(NDF),VARINT(NVRS,NIP,NEL)
 5863 DIMENSION NCORR(NTPE,NEL),MAT(NEL),PR(NPR,NMT),LTYP(NEL)
 5864 DIMENSION MRELV(NEL),NRELV(NN),KGVN(MXDF,NN),PORINS(NN)
 5865 DIMENSION ICPERM(3,NEL),DZELEM(NEL)
 5866 DIMENSION CENTROY(NEL),DHATUAL(NEL)
 5867 C
 5868 COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
 5869 + IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NP,PR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
 5870 COMMON /FIX/ DXYT(6,2000),TF(6,2000),MF(2000),NF
 5871 COMMON /DEVSUP/ W14,W15,W5
 5872 COMMON /FREA/ NOFREA(1000),DHFREA(1000),DHANT(1000),NNFREA,
 5873 + NFACE(2,1000),DHFACE(1000),DVFACE(1000),TFACE(1000),
 5874 + PERMFACE(1000),NNFACES
 5875 C
 5876 C
 5877 WRITE(10,342)JS AT 0139
 5878 WRITE(NWS,342)JS AT 0176
 5879 342 FORMAT(30H-----,12H Incremento ,I4, AT 01B3
 5880 + 30H-----)
 5881 C
 5882 C
 5883 C— define fator redutor de tempo de aplicação de
 5884 C— carga em faces que interceptem face drenante
 5885 REDFACE=1000 AT
 021C
 5886 C— guarda carga dos nos freáticos anteriores
 5887 CALL ZEROR1(DHANT,1000) AT 0226
 5888 DO 10 JNN=1,NNFREA AT
 023A
 5889.01 DHANT(JNN)=DHFREA(JNN) AT 0268
 5890.01 10 CONTINUE AT 0276 AT
 5891 NNANT=NNFREA AT
 0278
 5892 C— inicializa carga dos nos AT 0284
 5893 CALL ZEROR1(DHFREA,1000)
 5894 C
 5895 C— sinaliza para remoção de faces não ativadas
 5896 DO 15 JFACE=1,NNFACES AT
 0298
 5897 C— bypass faces desativadas
 5898.01 IF(NFACE(1,JFACE).EQ.0)GOTO 15 AT 02C6
 5899.01 NFACE(1,JFACE)=-(IABS(NFACE(1,JFACE))) AT 02DD
 5900.01 15 CONTINUE AT 02FD

5901.01 C
 5902.01 C
 5903.01 C— loop nos elementos para calcular altura, centro vertical e porop media
 5904 DO 20 KE=1,NEL AT 02FF
 5905 C— bypass elems nao quadrilaterais acoplados (tipo 5)
 5906.01 LT=LTYPE(KE) AT 032D
 5907.01 IF(LT,NE,5)GOTO 20 AT 033A
 5908.01 YMAIOR=0.0 AT 0343
 5909.01 YMENOR=99999.0
 5910.01 DO 21 KN=1,4 AT 0357
 5911.02 NNO=NCORR(KN,KE) AT 0374
 5912.02 NNO=ABS(NNO) AT 039A
 5913.02 IF(XYZ(2,NNO).GT.YMAIOR)YMAIOR=XYZ(2,NNO) AT 03A7
 5914.02 IF(XYZ(2,NNO).LT.YMENOR)YMENOR=XYZ(2,NNO) AT 03E6
 5915.02 CENTROY(KE)=CENTROY(KE)+XYZ(2,NNO) AT 042D
 5916.02 21 CONTINUE AT 0456
 5917.01 DZELEM(KE)=YMAIOR-YMENOR AT 045B
 5918.01 CENTROY(KE)=CENTROY(KE)/4. AT 0475
 5919.01 C
 5920.01 C— status em relacao ao limite inferior AT 0484
 5921.01 IF(CENTROY(KE).GT.(YLIM+0.1))THEN AT 049A
 5922.02 ICPerm(1,KE)=0 AT 04B0
 5923.02 ELSE AT 04B5
 5924.02 C— bypass elemento abaixo de yilimite AT 04BA
 5925.02 GOTO 20 AT 04B8A
 5926.02 ENDIF
 5927.02 C— avalia status em relacao a poropressao
 5928.02 C— calcula poropressao media AT 04BA
 5929.01 PMEDIA=0 AT 04C4
 5930.01 NGP=9
 5931.01 DO 23 IV=1,NGP AT 04CE
 5932.02 POROP=VARINT(NS+1,IV,KE) AT 04FC
 5933.02 PMEDIA=PMEDIA+POROP AT 0522
 5934.02 23 CONTINUE AT 0535
 5935.01 PMEDIA=PMEDIA/NGP AT 0537
 5936.01 PLIMIT1=0.0 AT 054C
 5937.01 IF(PMEDIA.LT.PLIMIT2) THEN AT 0556
 5938.02 ICPerm(2,KE)=1 AT 0565
 5939.02 ELSE AT 057D
 5940.02 IF(PMEDIA.LT.PLIMIT1) THEN AT 0582
 5941.03 ICPerm(2,KE)=2 AT 0598
 5942.03 ELSE AT 05B0
 5943.03 C— permite elemento em carga voltar ativo
 5944.03 IF(ICPerm(3,KE).NE.1)GOTO 25 AT 05B5
 5945.03 C— peso espec da agua
 5946.03 KM=MAT(KE) AT 05D6
 5947.03 GAMMAW=PR(7,KM) AT 05E9
 5948.03 PREAT=DZELEM(KE)*GAMMAW AT 0608
 5949.03 IF(PMEDIA.GT.PREAT) THEN AT 061C
 5950.04 ICPerm(2,KE)=0 AT 062E
 5951.04 ICPerm(3,KE)=0 AT 0640
 5952.04 C
 5953.04 NUSER1=MRELW(KE) AT 0655
 5954.04 WRITE(10,343)NUSER1,PMEDIA AT 0668
 5955.04 343 FORMAT(8HElemento,I4,16H volta a ATTIVO ,F8.2) AT 06BF
 5956.04 C
 5957.04 ENDIF AT 06FC
 5958.03 ENDIF AT 06FC
 5959.02 ENDIF AT 06FC
 5960.01 25 CONTINUE AT 06FC
 5961.01 C— fim loop AT 06FC
 5962.01 20 CONTINUE AT 06FC
 5963.01 C
 5964.01 C
 5965.01 C— loop nos elementos para definir faces carregadas
 5966 DO 90 KE=1,NEL AT 0701
 5967 C
 5968 C— retira elemento abaixo de yilimite
 5969.01 IF(ICPerm(1,KE).EQ.1)GOTO 90 AT 072F
 5970.01 C— rotira elementos que nao reduziram permeabilidade
 5971.01 IF(ICPerm(2,KE).EQ.0)GOTO 90 AT 0748
 5972.01 C— rotira elementos que ja acabaram de produzir carga
 5973.01 IF(ICPerm(3,KE).EQ.2)GOTO 90 AT 0766
 5974.01 C
 5975.01 C— codigo do material AT 0784
 5976.01 KM=MAT(KE)
 5977.01 C— peso espec da agua AT 0797
 5978.01 GAMMAW=PR(7,KM)
 5979.01 C— altura do elemento AT 07B6
 5980.01 DZE=DZELEM(KE)
 5981.01 C
 5982.01 IF(ICPerm(3,KE).EQ.1)GOTO 60 AT 07C3
 5983.01 C— se elem ainda nao produz carga verificam-se tres
 5984.01 C— criterios para permitir que elem produza carga:
 5985.01 C— identifica face superior
 5986.01 IAC1=NCORR(3,KE) AT 07DE
 5987.01 IAC1=ABS(IAC1) AT 0801
 5988.01 IAC2=NCORR(4,KE) AT 080E
 5989.01 IAC2=ABS(IAC2) AT 082E
 5990.01 C— um: verifica se a face freatica antiga
 5991.01 IACHOU=0 AT 0838
 5992.01 DO 65 JFACE=1,NNFACES AT 0873 AT 0845
 5993.02 IF((ABS(NFACE(1,JFACE)).EQ.IAC1),AND.
 5994.02 +(ABS(NFACE(2,JFACE)).EQ.IAC2))IACHOU=1 AT 08CF
 5995.02 IF((ABS(NFACE(1,JFACE)).EQ.IAC2),AND.
 5996.02 +(ABS(NFACE(2,JFACE)).EQ.IAC1))IACHOU=1 AT 0931
 5997.02 IF(IACHOU.EQ.1)THEN AT 093E AT 0958
 5998.03 IF(TFACE(JFACE).GT.1)GOTO 67
 5999.03 GOTO 66

6000.03	ENDIF		AT 095D
6001.02	65 CONTINUE		AT 095D
6002.02	C— dos: verifica se elem acima ja terminou carga		
6003.01	66 IACHOU=0		AT 0962
6004.01	DO 68 KA=1,NEL		
6005.02	IABX1=NCORR(1,KA)		AT 096C
6006.02	IABX1=IABS(IABX1)		AT 099A
6007.02	IABX2=NCORR(2,KA)		AT 0987
6008.02	IABX2=IABS(IABX2)		AT 09C4
6009.02	IF((IABX1.EQ.IAC1).AND.(IABX2.EQ.IAC2))IACHOU=1		AT 09E0
6010.02	IF((IABX2.EQ.IAC1).AND.(IABX1.EQ.IAC2))IACHOU=1		AT 09ED
6011.02	IF(IACHOU.EQ.1)THEN		AT 0A0F
6012.03	IF(ICPERM(3,KA).EQ.2)GOTO 67		AT 0A3D
6013.03	GOTO 64		AT 0A4A
6014.03	ENDIF		AT 0A6B
6015.02	68 CONTINUE		AT 0A70
6016.02	C— tres: se nao achou entao elem = fronteira superior		AT 0A70
6017.02	C		
6018.01	KUSER=MRELVV(KE)		AT 0A75
6019.01	WRITE(10,346)KUSER		AT 0A88
6020.01	346 FORMAT(23Helem = front superior: ,14)		AT 0AC9
6021.01	C		
6022.01	GOTO 67		AT 0AFA
6023.01	64 CONTINUE		AT 0AFF
6024.01	C— senao atende reativa elemento		
6025.01	ICPERM(2,KE)=0		AT 0AFF
6026.01	ICPERM(3,KE)=0		AT 0B17
6027.01	GOTO 90		AT 0B2C
6028.01	C— se atende a um dos criterios		
6029.01	67 CONTINUE		AT 0B31
6030.01	C— aplica carga sobre face inferior		
6031.01	ICPERM(3,KE)=1		AT 0B31
6032.01	DHATUAL(KE)=DZE*GAMMAW		AT 0B49
6033.01	C— identifica face inferior a ser carregada		
6034.01	INO1=NCORR(1,KE)		AT 0B63
6035.01	INO1=IABS(INO1)		AT 0B80
6036.01	INO2=NCORR(2,KE)		AT 0B8D
6037.01	INO2=IABS(INO2)		AT 0B8D
6038.01	C— identifica elemento abaixo a ser carregado		
6039.01	KABAIXO=0		AT 0BBD
6040.01	BAIXO=XYZ(2,INO1)		AT 0BC7
6041.01	DO 72 KA=1,NEL		AT 0BE0
6042.02	IF(KA.EQ.KE)GOTO 72		AT 0C0E
6043.02	IUM=0		
6044.02	IOUTRO=0		AT 0C1A
6045.02	DO 73 KKN=1,4		AT 0C24
6046.03	NDE=NCORR(KKN,KA)		AT 0C2E
6047.03	NDE=IABS(NDE)		AT 0C4B
6048.03	IF(NDE.EQ.INO1)IUM=1		AT 0C7E
6049.03	IF(NDE.EQ.INO2)IOUTRO=1		AT 0C94
6050.03	73 CONTINUE		AT 0CB0
6051.02	IF((IUM.EQ.1).AND.(IOUTRO.EQ.1))THEN		AT 0CB2
6052.03	KABAIXO=KA		AT 0CCC
6053.03	GOTO 74		AT 0CD8
6054.03	ENDIF		
6055.02	72 CONTINUE		AT 0CDC
6056.01	74 CONTINUE		AT 0CDD
6057.01	C— verifica se chegou ao chao		AT 0CE2
6058.01	IF(KABAIXO.EQ.0)THEN		
6059.01	C		
6060.02	KUSER=MRELVV(KE)		AT 0CEF
6061.02	WRITE(10,347)KUSER,BAIXO		AT 0D02
6062.02	347 FORMAT(14,18H Chegou ao chao2: ,F8.2)		AT 0D59
6063.02	GOTO 90		AT 0DBC
6064.02	C		
6065.02	ENDIF		AT 0D91
6066.01	GOTO 70		
6067.01	C		
6068.01	C-----		
6069.01	C— caso elem ja estava produzindo carga		
6070.01	60 CONTINUE		AT 0D96
6071.01	C— loop de procura do primeiro elemento abaixo		
6072.01	C— que ja nao esteja produzindo carga ou		
6073.01	C— que nao tenha sido reduzido		
6074.01	C		
6075.01	KACIMA=KE		AT 0D96
6076.01	C— inicializa altura abaixo do elemento		
6077.01	DZABAIXO=0		AT 0DA2
6078.01	C		
6079.01	C— loop de procura abaixo		
6080.01	80 CONTINUE		AT 0DAC
6081.01	KABAIXO=0		AT 0DAC
6082.01	C— encontra nos inferiores		
6083.01	IABX1=NCORR(1,KACIMA)		AT 0DB6
6084.01	IABX1=IABS(IABX1)		AT 0DD7
6085.01	IABX2=NCORR(2,KACIMA)		AT 0DE4
6086.01	IABX2=IABS(IABX2)		AT 0E04
6087.01	BAIXO=XYZ(2,IABX1)		AT 0E11
6088.01	C— encontra elemento inferior		
6089.01	DO 82 KA=1,NEL		AT 0E2A
6090.02	IF(KA.EQ.KACIMA)GOTO 82		AT 0E58
6091.02	IUM=0		
6092.02	IOUTRO=0		AT 0E64
6093.02	DO 83 KKN=1,4		AT 0E66
6094.03	NDE=NCORR(KKN,KA)		AT 0E78
6095.03	NDE=IABS(NDE)		AT 0E95
6096.03	IF(NDE.EQ.IABX1)IUM=1		AT 0EBB
6097.03	IF(NDE.EQ.IABX2)IOUTRO=1		AT 0EC8
6098.03	83 CONTINUE		AT 0EDE
			AT 0EFA

6099.02 IF(IUM.EQ.1) AND.(IOUTRO.EQ.1))THEN AT 0EFC
 6100.03 KABAIXO=KA AT 0F16
 6101.03 GOTO 84 AT 0F22
 6102.03 ENDIF AT 0F27
 6103.02 82 CONTINUE AT 0F27
 6104.01 84 CONTINUE AT 0F2C
 6105.01 C— verifica se chegou ao chao AT 0F2C
 6106.01 IF(KABAIXO.EQ.0)THEN
 6107.01 C AT 0F2C
 6108.02 KUSER=MRELVV(KE)
 6109.02 WRITE(10,374)KUSER,BAIXO AT 0F39
 6110.02 374 FORMAT(14,17H CHEGOU AO CHAO: ,F12.4) AT 0F4C
 6111.02 GOTO 90 AT 0FA3
 6112.02 C AT 0FD6
 6113.02 ELSE AT 0FD8
 6114.02 C
 6115.02 C— se elem abaxo nao foi reduzido aplica nele AT 0FDB
 6116.02 IF(ICPERM(2,KABAIXO).EQ.0)THEN
 6117.02 C— encontra nos acima do elemento a ser carregado AT 0FDB
 6118.03 INO1=NCORR(3,KABAIXO) AT 0FFC
 6119.03 INO1=ABS(INO1) AT 101F
 6120.03 INO2=NCORR(4,KABAIXO) AT 102C
 6121.03 INO2=ABS(INO2) AT 104C
 6122.03 GOTO 70 AT 1059
 6123.03 ENDIF AT 105E
 6124.03 C— se elem abaxo nao esta produzindo carga aplica abaxo dela AT 105E
 6125.02 IF(ICPERM(3,KABAIXO).EQ.0)THEN
 6126.02 C— encontra nos abaxo do elemento para carregar AT 107F
 6127.03 INO1=NCORR(1,KABAIXO) AT 10A0
 6128.03 INO1=ABS(INO1) AT 10AD
 6129.03 INO2=NCORR(2,KABAIXO) AT 10CD
 6130.03 INO2=ABS(INO2) AT 10DA
 6131.03 GOTO 70 AT 10DA
 6132.03 ENDIF AT 10DF
 6133.03 C— senao, acumula altura abaxo AT 10DF
 6134.02 DZABAIXO=DZABAIXO+DZELEM(KABAIXO) AT 10DF
 6135.02 C— procura mais abaxo AT 10F9
 6136.02 KACIMA=KABAIXO AT 10F9
 6137.02 GOTO 80 AT 10FF
 6138.02 ENDIF AT 1104
 6139.02 C
 6140.01 70 CONTINUE AT 1104
 6141.01 C
 6142.01 C— aplicacao de carga sobre face do elemento AT 1104
 6143.01 C— procura face freatica a ser carregada AT 110E
 6144.01 IACHOU=0 AT 1104
 6145.01 DO 250 JFACE=1,NNFACES AT 110E
 6146.01 C
 6147.02 IF((IBS(NFACE(1,JFACE)).EQ.INO1) AND. AT 113C
 + (IBS(NFACE(2,JFACE)).EQ.INO2))IACHOU=1
 6149.02 C
 6150.02 IF((IBS(NFACE(1,JFACE)).EQ.INO2) AND. AT 1198
 + (IBS(NFACE(2,JFACE)).EQ.INO1))IACHOU=1
 6152.02 C
 6153.02 IF(IACHOU.EQ.1)THEN AT 11FA
 6154.03 IF(TFACE(JFACE).GT.1)THEN AT 1207
 6155.03 C— se face remanescente de incremento anterior
 6156.03 C— indicar que face permaneceu
 6157.04 NFACE(1,JFACE)=ABS(NFACE(1,JFACE)) AT 1221
 6158.04 C— atualiza DHATUAL do elemento em funcao do DH no fim
 6159.04 C— desse incremento para aplicar em uma possivel outra
 6160.04 C— face caso esta seja desativada antes de terminar seu tempo
 6161.04 TFACET=DVFACE(JFACE)/PERMFACE(JFACE) AT 123F
 6162.04 C— se face intercepc face drenante reduz tempo total
 6163.04 IF(NFACE(2,JFACE).LT.0)TFACET=TFACET/REDFACE AT 125A
 6164.04 DHFRM=DVFACE(JFACE)*(TFACET-TFACE(JFACE)-DTIME)/TFACET AT 1286
 6165.04 DHATUAL(KE)=DHFRM-DZABAIXO*GAMMAW AT 12B4
 6166.04 IF(DHATUAL(KE).LT.0)DHATUAL(KE)=0 AT 12D2
 6167.04 IF(DHATUAL(KE).GT.(DZE*GAMMAW))DHATUAL(KE)=DZE*GAMMAW AT 12EB
 6168.04 ELSE AT 1325
 6169.04 C— face criada neste incremento acumula carga por elemento
 6170.04 C— caso elemento estivesse produzindo fluxo em uma outra face
 6171.04 C— desativada antes de terminar tempo DHATUAL estara atualizado
 6172.04 C— conforme linhas anteriores
 6173.04 DHFACE(JFACE)=DHFACE(JFACE)+DHATUAL(KE) AT 132A
 6174.04 DVFACE(JFACE)=DVFACE(JFACE)+DHATUAL(KE)*GAMMAW*RENDESP AT 134C
 6175.04 ENDIF AT 136A
 6176.03 GOTO 251 AT 136A
 6177.03 ENDIF AT 136F
 6178.02 250 CONTINUE AT 136F
 6179.02 C— senao achou cria nova face
 6180.01 NNFACES=NNFACES+1 AT 1374
 6181.01 NFACE(1,NNFACES)=INO1 AT 137A
 6182.01 NFACE(2,NNFACES)=INO2 AT 1390
 6183.01 C— caso elemento estivesse produzindo fluxo em uma outra face
 6184.01 C— desativada antes de terminar tempo DHATUAL estara atualizado
 6185.01 DHFACE(NNFACES)=DHATUAL(KE) AT 13A8
 6186.01 DVFACE(NNFACES)=DHATUAL(KE)*GAMMAW*RENDESP AT 13C2
 6187.01 TFACE(NNFACES)=0 AT 13D9
 6188.01 C— permeabilidade vertical do elemento desativado
 6189.01 KM=MAT(KE) AT 13E4
 6190.01 PERMV=PR(10,KM) AT 13F7
 6191.01 PERMFACE(NNFACES)=PERMV AT 141A
 6192.01 251 CONTINUE AT 142D
 6193.01 C
 6194.01 DH=DZE*GAMMAW AT 142D
 6195.01 KUSER=MRELVV(KE)
 6196.01 NUSER1=NRELVV(INO1)
 6197.01 NUSER2=NRELVV(INO2) AT 1453

6198.01 WRITE(10,373)KUSER,NUSER1,NUSER2,DH,DHATUAL(KE) AT 1479
 6199.01 373 FORMAT(14,20H produziu fluxo em: ,I4,1X,I4,8H total: , AT 1519
 6200.01 + F8.2,8H valor: ,F8.2)
 6201.01 C
 6202.01 90 CONTINUE AT 157E
 6203.01 C
 6204.01 C
 6205.01 C— atualizacao das faces
 6206 DO 220 JFACE=1,NNFACES AT 1583
 6207.01 INOVA=0 AT 15B1
 6208.01 C— evita faces desativadas
 6209.01 IF(NFACE(1,JFACE).EQ.0)GOTO 220 AT 15B8
 6210.01 C— elimina faces nao ativadas neste incremento
 6211.01 IF(NFACE(1,JFACE).LT.0)THEN AT 15D2
 6212.01 C
 6213.02 NUSER1=NRELVV(-NFACE(1,JFACE)) AT 15EF
 6214.02 NUSER2=NRELVV(NFACE(2,JFACE)) AT 160E
 6215.02 WRITE(10,338)NUSER1,NUSER2 AT 162A
 6216.02 338 FORMAT(26HElimina FACE nao ativada: ,I4,1X,I4) AT 1681
 6217.02 C
 6218.02 NFACE(1,JFACE)=0 AT 16BE
 6219.02 NFACE(2,JFACE)=0 AT 16D2
 6220.02 GOTO 220 AT 16E8
 6221.02 ENDIF AT 16ED
 6222.02 C— verifica se face nova ou antiga
 6223.01 IF(TFACE(JFACE).GT.1)GOTO 223 AT 16ED
 6224.01 C— face nova:
 6225.01 INOVA=1 AT 1707
 6226.01 C— cria nos de faces novas
 6227.01 IUM=0 AT 1711
 6228.01 IOUTRO=0
 6229.01 DO 221 JNN=1,NNFREA AT 1725
 6230.02 NO=NOFREA(JNN) AT 1753
 6231.02 IF(NFACE(1,JFACE).EQ.NO)IUM=1 AT 1760
 6232.02 IF(NFACE(2,JFACE).EQ.NO)IOUTRO=1 AT 1788
 6233.02 IF((IUM.EQ.1).AND.(IOUTRO.EQ.1))GOTO 239 AT 17B6
 6234.02 221 CONTINUE AT 17D0
 6235.01 IF(IUM.EQ.0)THEN AT 17D5
 6236.02 NNFREA=NNFREA+1 AT 17E2
 6237.02 NOFREA(NNFREA)=NFACE(1,JFACE) AT 17E8
 6238.02 ENDIF AT 1805
 6239.01 IF(IOUTRO.EQ.0)THEN AT 1805
 6240.02 NNFREA=NNFREA+1 AT 1812
 6241.02 NOFREA(NNFREA)=NFACE(2,JFACE) AT 1818
 6242.02 ENDIF AT 1837
 6243.01 239 CONTINUE AT 1837
 6244.01 C— caso face intercepta uma face drenante sinaliza
 6245.01 C— reducao de tempo tomando NFACE(2,JFACE)<0
 6246.01 IUM=0 AT 1837
 6247.01 IOUTRO=0
 6248.01 DO 237 JNF=1,NF AT 1841
 6249.02 IF(MF(JNF).EQ.NFACE(1,JFACE))THEN AT 1848
 6250.03 IF(TF(4,JNF).EQ.1)THEN AT 1879
 6251.04 NO=NFACE(1,JFACE) AT 189C
 6252.04 LC=KGVN(4,NO) AT 1899
 6253.04 UABS=ABS(DA(LC)+PORINS(NO)) AT 18CF
 6254.04 IF(UABS.LT.0.1)THEN AT 1905
 6255.05 NFACE(2,JFACE)=NFACE(2,JFACE) AT 1912
 6256.05 GOTO 238 AT 192D
 6257.05 ENDIF AT 1932
 6258.04 ENDIF AT 1932
 6259.03 IUM=1 AT 1932
 6260.03 ELSE AT 193C
 6261.03 IF(MF(JNF).EQ.NFACE(2,JFACE))THEN AT 1941
 6262.04 IF(TF(4,JNF).EQ.1)THEN AT 196C
 6263.05 NO=NFACE(2,JFACE) AT 1989
 6264.05 LC=KGVN(4,NO) AT 19A1
 6265.05 UABS=ABS(DA(LC)+PORINS(NO)) AT 19C0
 6266.05 IF(UABS.LT.0.1)THEN AT 19D7
 6267.06 NFACE(2,JFACE)=NFACE(2,JFACE) AT 19E4
 6268.06 GOTO 238 AT 19FF
 6269.06 ENDIF AT 1A04
 6270.05 ENDIF AT 1A04
 6271.04 IOUTRO=1 AT 1A0E
 6272.04 ENDIF AT 1A0E
 6273.03 ENDIF AT 1A0E
 6274.02 IF((IUM.EQ.1).AND.(IOUTRO.EQ.1))GOTO 238 AT 1AC8
 6275.02 237 CONTINUE AT 1A28
 6276.01 238 CONTINUE AT 1A2D
 6277.01 223 CONTINUE AT 1A2D
 6278.01 C— atualiza tempo TFACE
 6279.01 TFACE(JFACE)=TFACE(JFACE)+DTIME! AT 1A2D
 6280.01 C
 6281.01 C— define faces que ja terminaram carga
 6282.01 TFACET=DVFACE(JFACE)/PERMFACE(JFACE) AT 1A47
 6283.01 C— se face intercepta face drenante reduz tempo total
 6284.01 IF(NFACE(2,JFACE).LT.0)TFACET=TFACET/REDFACE AT 1ASC
 6285.01 C
 6286.01 NUSER1=NRELVV(NFACE(1,JFACE)) AT 1A88
 6287.01 NUSER2=NRELVV(IABS(NFACE(2,JFACE))) AT 1AAS
 6288.01 WRITE(10,337)NUSER1,NUSER2,TFACET,TFACE(JFACE)
 6289.01 337 FORMAT(5HFace ,I4,I4,12H -> TTotal: ,F12.1) Tempo: ,F12.1 AT 1AC8 AT 1B52
 6290.01 C
 6291.01 C— desassinala faces novas que tenham carga nula
 6292.01 IF(TFACET.LT.0.1)NOVA=0 AT 1B43
 6293.01 C
 6294.01 TDIF=TFACET-TFACE(JFACE) AT 1BC0
 6295.01 IF(TDIF.LT.0.1)THEN AT 1BDA
 6296.01 C— loop para encerramento de elem. desta face

6297.01 C— encontra elemento da face
 6298.02 KACIMA=0 AT 1BE7
 6299.02 IAC11=NFACE(1,JFACE) AT 1BF1
 6300.02 IAC12=ABS(NFACE(2,JFACE)) AT 1C07
 6301.02 236 CONTINUE AT 1C26
 6302.02 DO 230 KA=1,NEL AT 1C26
 6303.03 IABX1=NCORR(1,KA) AT 1C54
 6304.03 IABX1=ABS(IABX1) AT 1C71
 6305.03 IABX2=NCORR(2,KA) AT 1C7E
 6306.03 IABX2=ABS(IABX2) AT 1C9A
 6307.03 IF((IABX1.EQ.IAC1).AND. AT 1CA7
 6308.03 + (IABX2.EQ.IAC2))KACIMA=KA AT 1CC5
 6309.03 IF((IABX2.EQ.IAC1).AND. AT 1CC5
 6310.03 + (IABX1.EQ.IAC2))KACIMA=KA AT 1CF5
 6311.03 IF(KACIMA.GT.0)GOTO 231 AT 1CF5
 6312.03 230 CONTINUE AT 1D02
 6313.03 C— se nao achou nenhum elem acima
 6314.02 IF(KACIMA.EQ.0)WRITE(10,345) AT 1D07
 6315.02 345 FORMAT(35HERR0 nao achou elem em ENCERRA FACE) AT 1D3F
 6316.02 C— se achou pelo menos um AT 1D76
 6317.02 GOTO 234 AT 1D7B
 6318.02 231 CONTINUE AT 1D7B
 6319.02 C— altera status do elemento AT 1D7B
 6320.02 IF(ICPERM(3,KACIMA).EQ.1)THEN AT 1D9C
 6321.03 ICPERM(3,KACIMA)=2 AT 1D9C
 6322.03 C
 6323.03 NUSER1=NRELVV(KACIMA) AT 1DB1
 6324.03 WRITE(10,344)NUSER1 AT 1DC4
 6325.03 344 FORMAT(15HEncerra ELEM: ,J4) AT 1E05
 6326.03 C
 6327.03 ELSE AT 1E2E
 6328.03 GOTO 234 AT 1E33
 6329.03 ENDIF AT 1E38
 6330.03 C— procura mais acima AT 1E38
 6331.02 KABAIXO=KACIMA AT 1E44
 6332.02 KACIMA=-1 AT 1E4E
 6333.02 IAC11=NCORR(3,KABAIXO) AT 1E6D
 6334.02 IAC11=ABS(IAC11) AT 1E7A
 6335.02 IAC12=NCORR(4,KABAIXO) AT 1E96
 6336.02 IAC12=ABS(IAC12) AT 1EA3
 6337.02 GOTO 236
 6338.02 C
 6339.02 234 CONTINUE AT 1EA8
 6340.02 C---- fim do loop para encerramento de elementos
 6341.02 C
 6342.02 NUSER1=NRELVV(NFACE(1,JFACE)) AT 1EA8
 6343.02 NUSER2=NRELVV(ABS(NFACE(2,JFACE))) AT 1ECS
 6344.02 WRITE(10,339)NUSER1,NUSER2 AT 1EE8
 6345.02 339 FORMAT(14HEncerra FACE: ,J4,1X,J4) AT 1F3F
 6346.02 C
 6347.02 C— criterio para decidir se aplica ainda neste incremento AT 1F70
 6348.02 IF(ABS(TDF).GT.(DTIME*2/3))THEN
 6349.02 C— nao aplica mais neste incremento, elimina face
 6350.02 C
 6351.03 NUSER1=NRELVV(NFACE(1,JFACE)) AT 1F8F
 6352.03 NUSER2=NRELVV(ABS(NFACE(2,JFACE))) AT 1FCF
 6353.03 WRITE(10,348)NUSER1,NUSER2 AT 2026
 6354.03 348 FORMAT(24HElimina FACE encerrada: ,J4,1X,J4)
 6355.03 C
 6356.03 NFACE(1,JFACE)=0 AT 2061
 6357.03 NFACE(2,JFACE)=0 AT 2075
 6358.03 ENDIF AT 208B
 6359.02 ENDIF AT 208B
 6360.01 220 CONTINUE AT 208B
 6361.01 C
 6362.01 C
 6363.01 C— define nova carga por face nos nos AT 2090
 6364 DO 200 JNN=1,NNFREA
 6365.01 NO=NOFREA(JNN)
 6366.01 C— bypassa nos eliminados AT 208E
 6367.01 IF(NO.EQ.0)GOTO 200 AT 20CB
 6368.01 C
 6369.01 NFACESEN=0 AT 20D4
 6370.01 DO 210 JFACE=1,NNFACES AT 20DE
 6371.01 C— bypassa faces desativadas
 6372.02 IF(NFACE(1,JFACE).EQ.0)GOTO 210 AT 210C
 6373.02 C
 6374.02 IF((NFACE(1,JFACE).EQ.NO).OR.((ABS(NFACE(2,JFACE)).EQ.NO))THEN AT 2123
 6375.03 NFACESEN=NFACESEN+1 AT 2174
 6376.03 C— calcula tempo total AT 217A
 6377.03 TFACET=DVFACE(JFACE)/PERMFACE(JFACE)
 6378.03 C— se face intercepta face drenante reduz tempo total AT 2195
 6379.03 IF(NFACE(2,JFACE).LT.0)TFACET=TFACET/REDFACE
 6380.03 C— pelo inicio AT 21C1
 6381.03 DH=DHFACE(JFACE)*(TFACET-TFACE(JFACE)+DTIME)/TFACET
 6382.03 C— evitando cargas negativas AT 21ED
 6383.03 IF(DH.LT.0)DH=0
 6384.03 C
 6385.03 C— impondo a maior carga AT 2204
 6386.03 IF(DH.GT.DHFREA(JNN))DHFREA(JNN)=DH AT 2234
 6387.03 ENDIF AT 2234
 6388.02 210 CONTINUE AT 2234
 6389.02 C— desativa nos agora sem face AT 2239
 6390.01 IF(NFACESEN.EQ.0)THEN AT 2248
 6391.02 NOFREA(JNN)=ABS(NO)
 6392.02 C
 6393.02 NUSER1=NRELVV(NO)
 6394.02 WRITE(10,341)NUSER1 AT 2275
 6395.02 341 FORMAT(13HDesativa NO: ,J4) AT 22B6

6396.02 C
 6397.02 ENDIF
 6398.01 200 CONTINUE
 6399.01 C
 6400.01 C—
 6401.01 C— alterando cond. de contorno em função de NOFREA e DHFREA
 6402.01 C— loop nos nos freaticos
 6403 DO 110 JNFREA=1,NNFREA AT 22E2
 6404.01 NO=NOFREA(JNFREA)
 6405.01 C— bypassa nos desativados
 6406.01 IF(NO.EQ.0)GOTO 110 AT 231D
 6407.01 C— bypassa nos finalizando
 6408.01 IF(No.LT.0)THEN AT 2326
 6409.01 C— elimina no
 6410.02 NOFREA(JNFREA)=0 AT 232F
 6411.02 GOTO 110 AT 233A
 6412.02 ENDIF AT 233F
 6413.02 C AT 233F
 6414.01 NUSER1=NRELVV(IABS(No)) AT 2359
 6415.01 WRITE(10,340)NUSER1,DHFREA(JNFREA) AT 23B7
 6416.01 340 FORMAT(3HNo,14,11H sob carga ,F8.2)
 6417.01 C
 6418.01 DO 96 JNF=1,NF AT 23EC
 6419.02 IF(MF(JNF).EQ.IABS(No))THEN AT 241A
 6420.02 C— altera fix do no:
 6421.02 C— caso no de face drenante nao aplica:
 6422.03 IF(TF(4,JNF).EQ.1)GOTO 110 AT 2434
 6423.03 C— encontra variação de DHFREA:
 6424.03 C— (vale tambem para novos nos freaticos AT 2451
 6425.03 C— quo ja sejam cond cont, pois DHANT sera = 0)
 6426.03 DHF=DHFREA(JNFREA)-DHANT(JNFREA)
 6427.03 C— define cond. de contorno
 6428.03 C— para carga em no nao drenante:
 6429.03 IF(TF(4,JNF).EQ.0)THEN AT 246C
 6430.04 DXYT(4,JNF)=DHF AT 248F
 6431.04 TF(4,JNF)=4 AT 24AB
 6432.04 ENDIF AT 24C5
 6433.03 GOTO 110 AT 24C5
 6434.03 ENDIF AT 24CA
 6435.02 96 CONTINUE AT 24CA
 6436.02 C
 6437.02 C— se nao achou cria condição para no freatico AT 24CF
 6438.01 NF=NF+1 AT 24D5
 6439.01 MF(NF)=NO
 6440.01 C— define cond. de contorno
 6441.01 TF(4,NF)=4 AT 24E8
 6442.01 DXYT(4,NF)=DHFREA(JNFREA) AT 24FC
 6443.01 C
 6444.01 C— fim loop nos freaticos
 6445.01 110 CONTINUE AT 251F
 6446.01 C
 6447 WRITE(10,335)JS,NNFACES,NNFREA AT 2524
 6448 WRITE(1W,335)JS,NNFACES,NNFREA AT 2589
 6449 335 FORMAT(5Hincr:,I4,24H Facos freaticos: ,
 6450 + I5,16H Nos freaticos: ,I5)
 6451 C AT 25EE
 6452 RETURN AT 2649
 6453 END AT
 264E
 6454 C--<

7269 C---> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 7270 C SUBROUTINE LSTIFF(K,MUS,INXL,SG,KSG,DTIME,NN,MXDF,NEL,NDF,NTPE,
 7271 C + NIP,NPR,NMT,NS,NB,NL,NDIM,NDMX,NVRS,NPMX,KSS,XYZ,
 7272 C + DA,P,VARINT,NCORR,KGVN,NMOD,MAT,LT,ELCOD,CARTD,SHFN,DS,
 7273 C + D,B,DB,SS,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,NWL,LL,PR,NTY)
 7274 C SUBROUTINE LSTIFF(K,MUS,INXL,SG,KSG,DTIME,NN,MXDF,NEL,NDF,NTPE,
 7275 C + NIP,NPR,NMT,NS,NB,NL,NDIM,NDMX,NVRS,NPMX,KSS,XYZ,
 7276 C + DA,P,VARINT,NCORR,KGVN,NMOD,MAT,LT,ELCOD,CARTD,SHFN,DS,
 7277 C + D,B,DB,SS,E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,NWL,LL,PR,NTY,PLIMIT2,
 7278 C + ICPerm,FRED,INICOR,JS)
 7279 C---<
 7280 C*****
 7281 C CALCULATION AND ASSEMBLY OF STIFFNESS MATRIX
 7282 C ROUTINE LAST MODIFIED ON 19/1/87
 7283 C (2/1/B7)
 7284 C*****
 7285 REAL L,LL
 7286 C---> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 7287 DIMENSION ICPerm(3,NEL)
 7288 C---<
 7289 DIMENSION KP(29),KD(94),NWL(NPMX),NXP(15),NXD(15),LL(NL),PERM(3)
 7290 DIMENSION PE(NDIM,NPMX),SG(KSG),SS(KSS)
 7291 DIMENSION XYZ(NDIM,NN),DA(NDF),P(NDF),VARINT(NVRS,NIP,NEL)
 7292 DIMENSION NCORR(NTPE,NEL),KGVN(MXDF,NN),MAT(NEL),D(NS,NS),NTY(NMT)
 7293 DIMENSION E(NDIM,NPMX),RN(NB),AA(NPMX),ETE(NPMX,NPMX),RLT(NB,NPMX)
 7294 DIMENSION ELCOD(NDIM,NDMX),SHFN(NDMX),
 7295 + CARTD(NDIM,NDMX),B(NS,NB),DB(NS,NB),
 7296 + DS(NDIM,NDMX),PR(NPR,NMT),CARTP(NDIM,NPMX)
 7297 DIMENSION NMOD(NIP,NEL)
 7298 COMMON /FLOW /NPLAX
 7299 COMMON /DATW /W(100)
 7300 COMMON /DTL /L(4,100)
 7301 COMMON /PARS /PYI,ALAR,ASML,ZERO
 7302 COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IWS
 7303 COMMON /ELINF /MINFO(6,30,15),LINFO(50,15)
 7304 COMMON /DIN /DEL(3),DEP(21)
 7305 COMMON /JACB /XJACI(3,3),DJACB
 7306 C---> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 7307 COMMON /DEVSUP/ IW14,IW15,IWS
 7308 C---<
 7309 C
 7310 C INDEX TO ROWS/COLUMNS OF SG FOR ROWS/COLUMNS OF ETE
 7311 C INDEX TO COLUMNS OF SG FOR COLUMNS OF RLT (FOR CONSOLIDATION)
 7312 C
 7313 C ELEMENT TYPE 3 - LST
 7314 DATA KP(1),KP(2),KP(3)/ AT 02CF
 7315 + 3,6,9/
 7316 C ELEMENT TYPE 5 - QUADRILATERAL
 7317 DATA KP(4),KP(5),KP(6),KP(7)/ AT 02CF
 7318 + 3,6,9,12/
 7319 C ELEMENT TYPE 7 - CUST
 7320 DATA KP(8),KP(9),KP(10),KP(11),KP(12),KP(13),KP(14),KP(15),
 7321 + KP(16),KP(17)/ AT 02CF
 7322 + 3,6,9,34,35,36,37,38,39,40/
 7323 C ELEMENT TYPE 9 - BRICK
 7324 DATA KP(18),KP(19),KP(20),KP(21),KP(22),KP(23),KP(24),KP(25)/ AT 02CF
 7325 + 4,8,12,16,20,24,28,32/
 7326 C ELEMENT TYPE 11 - TETRA-HEDRA
 7327 DATA KP(26),KP(27),KP(28),KP(29)/ AT 02CF
 7328 + 4,8,12,18/
 7329 C
 7330 C INDEX TO FIRST DISPLACEMENT VARIABLE OF EACH NODE IN SG
 7331 C INDEX TO ROWS/COLUMNS OF SG FROM ROWS/COLUMNS OF SS
 7332 C INDEX TO ROWS OF SG FOR ROWS OF RLT (FOR CONSOLIDATION ELEMENTS)
 7333 C
 7334 C ELEMENT TYPE 1(2), 2(6), 4(8), 6(15)
 7335 DATA KD(1),KD(2),KD(3),KD(4),KD(5),KD(6),KD(7),KD(8),KD(9),KD(10), AT 02CF
 7336 + KD(11),KD(12),KD(13),KD(14),KD(15)/
 7337 + 1,3,5,7,9,11,13,15,17,19,21,23,25,27,29/
 7338 C ELEMENT TYPE 8(20), 10(10)
 7339 DATA KD(16),KD(17),KD(18),KD(19),KD(20),KD(21),KD(22),KD(23), AT 02CF
 7340 + KD(24),KD(25),KD(26),KD(27),KD(28),KD(29),KD(30),KD(31),
 7341 + KD(32),KD(33),KD(34),KD(35)/
 7342 + 1,4,7,10,13,16,19,22,25,28,31,34,37,40,43,46,49,52,55,58/
 7343 C ELEMENT TYPE 3(6)
 7344 DATA KD(38),KD(37),KD(38),KD(39),KD(40),KD(41)/ AT 02CF
 7345 + 1,4,7,10,12,14/
 7346 C ELEMENT TYPE 5(8)
 7347 DATA KD(42),KD(43),KD(44),KD(45),KD(46),KD(47),KD(48),KD(49)/ AT 02CF
 7348 + 1,4,7,10,13,15,17,19/
 7349 C ELEMENT TYPE 7(15)
 7350 DATA KD(50),KD(51),KD(52),KD(53),KD(54),KD(55),KD(56),KD(57), AT 02CF
 7351 + KD(58),KD(59),KD(60),KD(61),KD(62),KD(63),KD(64)/
 7352 + 1,4,7,10,12,14,16,18,20,22,24,26,28,30,32/
 7353 C ELEMENT TYPE 9(20)
 7354 DATA KD(65),KD(66),KD(67),KD(68),KD(69),KD(70),KD(71),KD(72), AT 02CF
 7355 + KD(73),KD(74),KD(75),KD(76),KD(77),KD(78),KD(79),KD(80),
 7356 + KD(81),KD(82),KD(83),KD(84)/
 7357 + 1,5,9,13,17,21,25,29,33,36,39,42,45,48,51,54,57,60,63,66/
 7358 C ELEMENT TYPE 11(10)
 7359 DATA KD(85),KD(86),KD(87),KD(88),KD(89), AT 02CF
 7360 + KD(90),KD(91),KD(92),KD(93),KD(94)/
 7361 + 1,5,9,13,17,20,23,26,29,32/
 7362 C
 7363 C NXP AND NXD GIVE INDEX TO ARRAYS KP AND KD RESPECTIVELY
 7364 C FOR DIFFERENT ELEMENT TYPES
 7365 C
 7366 DATA NXP(1),NXP(2),NXP(3),NXP(4),NXP(5),NXP(6),NXP(7), AT 02CF
 7367 + NXP(8),NXP(9),NXP(10),NXP(11)/

7368 + 0,0,0,3,0,7,0,17,0,25/
 7369 DATA NXD(1),NXD(2),NXD(3),NXD(4),NXD(5),NXD(6),NXD(7),
 7370 + NXD(8),NXD(9),NXD(10),NXD(11)/
 7371 + 0,0,35,0,41,0,49,15,64,15,84/
 7372 C
 7373 CR=1.0
 7374 IF(NPLAX.EQ.1)CR=2.0*PY1
 7375 C----- INITIALISE SS AND SG
 7376 CALL ZEROR1(SS,KSS)
 7377 CALL ZEROR1(SG,KSG)
 7378 C
 7379 NDIM1=NDIM+1
 AT
 0319
 7380 NON=LINFO(5,LT)
 7381 NPN=LINFO(6,LT)
 7382 NGP=LINFO(6,LT)
 7383 INDX=LINFO(12,LT)
 7384 NAC=LINFO(15,LT)
 7385 NDV=NDIM*NDN
 AT
 0396
 7386 NDPT=LINFO(1,LT)
 7387 GOTO(1,1,2,1,2,1,2,1,2,1,2,LT)
 7388 1 ICPL=0
 7389 IBLK=1
 7390 NPN=0
 AT
 0406
 7391 GOTO 14
 7392 2 ICPL=1
 7393 IBLK=0
 7394 C----- INITIALISE RLT AND ETE
 7395 CALL ZEROR2(RLT,NB,NPMX)
 7396 CALL ZEROR2(ETE,NPMX,NPMX)
 AT
 7397 C
 7398 C SET UP LOCAL ARRAY OF KGVN AS NWL GIVING THE INDEX TO
 7399 C PORE-PRESSURE VARIABLES
 7400 C
 7401 IPP=0
 AT
 0457
 7402 C----- INXL - INDEX TO NODAL D.O.F. (SEE ROUTINES BDATA1, MAXVAL)
 7403 DO 12 IV=1,NDPT
 AT
 7404.01 IQ=LINFO(IV+INXL,LT)
 7405.01 IF(IQ.EQ.NDIM)GO TO 12
 7406.01 IPP=IPP+1
 7407.01 NDE=NCORR(IV,K)
 7408.01 NDE=IABS(NDE)
 AT
 7409.01 C
 7410.01 C NWL - POINTER TO PORE PRESSURE VARIABLE
 7411.01 C
 7412.01 NWL(IPP)=KGVN(4,NDE)
 7413.01 12 CONTINUE
 7414.01 C
 7415 14 KM=MAT(K)
 7416 C
 7417 C LOCAL ARRAY OF COORDINATES OF DISPLACEMENT NODES OF ELEMENT
 7418 C
 7419 DO 20 KN=1,NDN
 AT
 7420.01 NDE=NCORR(KN,IQ)
 7421.01 NDE=IABS(NDE)
 7422.01 DO 20 ID=1,NDM
 AT
 7423.02 20 ELCOD(ID,KN)=XYZ(ID,NDE)
 7424.02 CC WRITE(W6,666)NDN,NPN,NGP,INDX,NAC,NDV,NDPT
 7425.02 CC666 FORMAT(5HNDN =,J5,2X,5HNPN =,J5,2X,5HNGP =,J5,6HINDX
 AT
 7426.02 CC + SHNAC =,J5,2X,5HNNDV =,J5,2X,6HNDP =,J5)
 7427.02 CC WRITE(W6,667)CPL,IBLK,KM
 7428.02 CC667 FORMAT(1X,6HICPL =,J5,2X,6HIBLK =,J5,2X,4HKM
 AT
 7429.02 CC WRITE(W6,801)ELCOD
 7430.02 CC801 FORMAT(1X,5HELCOD((1X,10F6.1))
 7431.02 C
 7432.02 C-- Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 7433.02 C-- alteracao de permeabilidade
 7434.02 C-- bypass se elemento nao acoplado
 7435 IF(ICPLEQ.0)GO TO 300
 7436 PERM(1)=PR(9,KM)
 7437 PERM(2)=PR(10,KM)
 AT
 7438 C-- retira elemento abaixo de y limite
 7439 IF(ICPERM(1,K).EQ.1)GOTO 300
 7440 C-- retira elemento nao reduzido
 7441 IF(ICPERM(2,K).EQ.0)GOTO 300
 7442 C-- calcula media
 7443 PMEDIA=0
 7444 DO 301 IV=1,NGP
 AT
 7445.01 POROP=VARINT(NS+1,IV,K)
 7446.01 PMEDIA=PMEDIA+POROP
 7447.01 301 CONTINUE
 7448 PMEDIA=PMEDIA/NGP
 7449 PLIMIT1=0.0
 AT
 0716
 7450 C
 7451 IF(ICPERM(2,K).EQ.1)THEN
 AT
 7452.01 PERM(1)=PERM(1)/FREQ
 7453.01 PERM(2)=PERM(2)/FREQ
 AT
 7454.01 C
 7455.01 IF(ICPERM(3,K).EQ.2)THEN
 AT
 7456.01 C WRITE(W5,778)MUS,PMEDIA
 7457.01 C WRITE(10,778)MUS,PMEDIA
 AT
 7458.02 ELSE
 7459.02 WRITE(W5,779)MUS,PMEDIA
 7460.02 WRITE(10,779)MUS,PMEDIA
 AT
 7461.02 ENDIF
 AT

```

7462.02 C
7463.01   ELSE
7464.01     IF(ICPERM(2,K).EQ.2) THEN
7465.02       RAZAO=(PMEDIA-PLIMIT1)/(PLIMIT2-PLIMIT1)
7466.02 C----- desvio admido= 0.5
7467.02       RAZAO=RAZAO+0.5
7468.02       IF(RAZAO.GT.1.0)RAZAO=1.0
7469.02       PERM(1)=EXP(LOG(PERM(1))-RAZAO*LOG(FRED))
7470.02       PERM(2)=EXP(LOG(PERM(2))-RAZAO*LOG(FRED))
7471.02 C
7472.02     IF(ICPERM(3,K).EQ.2)THEN
7473.02 C       WRITE(IWS,778)MUS,PMEDIA
7474.02 C       WRITE(10,778)MUS,PMEDIA
7475.03   ELSE
7476.03     WRITE(IWS,779)MUS,PMEDIA
7477.03     WRITE(10,779)MUS,PMEDIA
7478.03 ENDIF
7479.03 C
7480.02   ENDIF
7481.01 ENDIF
7482.01 C 778 FORMAT(18HReducao elemento: ,I5,9H PMedia: ,F10.5)
7483   779 FORMAT(18HReducao elemento: ,I5,9H PMedia: ,F10.6,8H ATIVO)
7484   300 CONTINUE
7485 C
7486 C--<
7487     IF(NTY(KM)-2)26,28,28
7488 C----- CONSTANT ELASTICITY D MATRIX
7489 C----- 26 CALL DCON(K,MUS,IBLK,NEL,NDIM,NS,NPR,NMT,MAT,PR,D,IPLSTK)
7490 C----- LOOP ON ALL INTEGRATION POINTS
7491 C----- 28 DO 80 IP=1,NGP
7492 C----- 29 CALL DCON(K,MUS,IBLK,NEL,NDIM,NS,NPR,NMT,MAT,PR,D,IPLSTK)
7493 C----- 30 LL(IL)=L(IL,IP)
7494 C----- 31 DO 30 IL=1,NAC
7495   28 DO 80 IP=1,NGP
7496.01   IP=IP+INDX
7497.01   DO 30 IL=1,NAC
7498.02   30 LL(IL)=L(IL,IP)
7499.02 C----- 31 DO 30 IL=1,NAC
7500.02 C FORM B MATRIX FOR CURRENT INTEGRATION POINT
7501.02 C----- 32 CALL DLIN(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NDIM,NDN,NS,NPR,NMT,
7502.01   ISTGE=3
7503.01   CALL FORMB2(K,MUS,R,RI,NDIM,NDMX,NON,NS,
7504.01   + NB,NAC,B,ELCOD,CARTD,SHFN,DS,LL,LT,IP,ISTGE)
7505.01   F9=CR*DJACB*W(IPA)
7506.01   ISTGE=4
7507.01   IF(ICPL.EQ.1)CALL FLOWST(K,NDIM,NPN,NS,NB,NAC,
7508.01   + B,E,RN,AA,CARTP,DS,LL,LT,IP,ISTGE)
7509.01   IF(NPLAX.EQ.1)F9=F9*R
7510.01   KGO=NTY(KM)
7511.01   GO TO(39,32,33,34,35,36,39,39),KGO
7512.01 C----- 33 CALL DMCAM(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7513.01   C D MATRIX
7514.01 C----- 34 CALL DCAM(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7515.01   32 CALL DLIN(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NDN,NS,NPR,NMT,
7516.01   + ELCOD,SHFN,MAT,D,PR,INDX)
7517.01   IPLSTK=0
7518.01   GO TO 39
7519.01   33 CALL DMCAM(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7520.01   + VARINT,MAT,D,PR,IPLSTK)
7521.01   GQ TO 39
7522.01   34 CALL DCAM(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7523.01   + VARINT,MAT,D,PR,ITP,IPLSTK)
7524.01   GO TO 39
7525.01   35 CALL DELP(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NDN,NS,NPR,NMT,
7526.01   + ELCOD,SHFN,VARINT,MAT,D,PR,NMOD,0,IPLSTK)
7527.01   GO TO 39
7528.01   36 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7529.01   + VARINT,MAT,D,PR,ITP,IPLSTK,IPROP)
7530.01 C----- 37 CALL LSTIFA(SS,KSS,B,NS,NB,CARTD,NDN,NDIM,F9,IPLSTK)
7531.01 C FORM D*B AND BT*D*B
7532.01 C----- 38 CALL LSTIFA(SS,KSS,B,NS,NB,CARTD,NDN,NDIM,F9,IPLSTK)
7533.01   39 CALL LSTIFA(SS,KSS,B,NS,NB,CARTD,NDN,NDIM,F9,IPLSTK)
7534.01 C----- 40 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7535.01   C BYPASS IF NOT COUPLED CONSOLIDATION
7536.01 C----- 41 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7537.01   IF(ICPL.EQ.0)GO TO 80
7538.01 C----- 42 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7539.01   C FORM PERM'E
7540.01 C----- 43 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7541.01   C PERM(1)=PR(9,KM)
7542.01   C PERM(2)=PR(10,KM)
7543.01 C----- 44 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7544.01   IF(KGO.NE.6)GOTO 45
7545.01 C----- 45 DIFFERENT PERMEABILITIES IN TENSILE CRACK REGION
7546.01 C----- 46 FOR ANS MODEL
7547.01   IF(PPROP.EQ.3) THEN
7548.02     PERM(1)=PR(15,KM)
7549.02     PERM(2)=PR(16,KM)
7550.02   ENDIF
7551.01   45 PERM(3)=PERM(1)
7552.01   GAMMAW=PR(7,KM)
7553.01 C----- 47 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7554.01   DO 40 JJ=1,NPN
7555.02   DO 40 IM=1,NDIM
7556.03   PE(IM,JJ)=PERM(IM)*E(IM,JJ)
7557.03   40 CONTINUE
7558.03 C----- 48 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
7559.03 C FORM ET*PERM'E
7560.03 C----- 49 CALL DSCHO(IP,K,MUS,IBLK,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,

```

7561.01 DO 50 II=1,NPN
 7562.02 DO 50 JJ=1,NPN
 7563.03 DO 50 KK=1,NDIM
 7564.04 50 ETE(I,J)=ETE(I,J)+E(KK,I)*PE(KK,JJ)*DTIME*F9/GAMMAW
 7565.04 C AT 1026
 7566.04 C FORM LT
 7567.04 C
 7568.01 DO 60 II=1,NDV
 7569.02 DO 60 JJ=1,NPN
 7570.03 60 RLT(I,J)=RLT(I,J)+RN(I)*AA(JJ)*F9
 7571.03 C AT 1110
 7572.03 C END OF INTEGRATION POINT LOOP
 7573.03 C
 7574.01 80 CONTINUE AT 1165
 7575.01 C
 7576.01 C
 7577.01 C BYPASS IF COUPLED CONSOLIDATION
 7578.01 C CALCULATE NUMBER OF TERMS IN UPPER TRIANGLE OF MATRIX
 7579.01 C
 7580 IF(ICPL.EQ.1)GOTO 90 AT 116A
 7581 NUT=NDV*(NDV+1)/2 AT 1177
 7582 C
 7583 DO 84 IN=1,NUT AT 118F
 7584.01 84 SG(IN)=SS(IN) AT 11B7
 7585 GOTO 200 AT 11D0
 7586 CC WRITE(6,901)((ETE(I,J),JU=1,NPN),IU=1,NPN)
 7587 CC 9C901 FORMAT(4H0ETE/(1X,10E12.4))
 7588 CC WRITE(6,902)(NWL(IU),IU=1,NPN)
 7589 CC 9C902 FORMAT(4HNWL/(1X,156))
 7590 CC WRITE(6,903)((RLT(IU,JU),JU=1,NPN),IU=1,NDV)
 7591 CC 9C903 FORMAT(4H0RLT/(1X,10E12.4))
 7592 CC WRITE(6,904)P
 7593 CC 9C904 FORMAT(2H0P/(1X,10E12.4))
 7594 C
 7595 90 INXD=NXD(LT) AT 11D5
 7596 C
 7597 C BYPASS IF NOT COUPLED CONSOLIDATION
 7598 C
 7599 IF(ICPL.EQ.0)GOTO 200 AT 11E7
 7600 C
 7601 C COUPLED CONSOLIDATION
 7602 C
 7603 INXP=NXP(LT) AT
 11F4
 7604 C
 7605 C CALCULATE RHS FOR PORE PRESSURES
 7606 C
 7607 DO 94 II=1,NPN AT 1201
 7608.01 N1=NWL(I)
 7609.01 SUM=0.
 7610.01 DO 92 JJ=1,NPN
 7611.02 N2=NWL(JJ)
 7612.02 92 SUM=SUM+ETE(I,J)*DA(N2) AT 1277
 7613.01 94 P(N1)=P(N1)+SUM AT 12C6
 7614.01 C
 7615.01 C FORM SG FROM SS
 7616.01 C
 7617.01 C
 7618 IF(NDIM.NE.2)GOTO 105 AT 12E3
 7619 C *** FORM SG FROM SS FOR 2-D
 7620 KDX1=1 AT 12EF
 7621 KDX2=2 AT 12F9
 7622 LDX1=1 AT 1303
 7623 LDX2=2 AT 1300
 7624 DO 100 J=1,NDN AT 1317
 7625.01 NOT=0 AT 1345
 7626.01 DO 95 I=1,J AT 134F
 7627.02 NQL=INFO(HNXL,LT) AT 1377
 7628.02 NOT=NOT+NQL AT 1394
 7629.02 SG(KDX1)=SS(LDX1) AT 13B7 AT 139A
 7630.02 IF(NE,J)SG(KDX1+1)=SS(LDX1+1) AT 13E6 AT 13E6
 7631.02 SG(KDX2)=SS(LDX2)
 7632.02 SG(KDX2+1)=SS(LDX2+1)
 7633.02 KDX1=KDX1+NQL AT 1403
 7634.02 KDX2=KDX2+NQL AT 1408
 7635.02 LDX1=LDX1+2 AT 1417
 7636.02 95 LDX2=LDX2+2 AT 141D
 7637.01 LDX1=LDX2 AT 1424
 7638.01 LDX2=LDX1+2*J+1 AT 1430
 7639.01 KDX1=KDX2 AT 144D
 7640.01 KDX2=KDX2+NOT+1 AT 144C
 7641.01 IF(NQL.NE.3)GO TO 100 AT 1459
 7642.01 KDX1=KDX1+NOT-1 AT 1466
 7643.01 KDX2=KDX2+NOT-1 AT 1473
 7644.01 100 CONTINUE AT 1486
 7645.01 C AT 1493
 7646 105 CONTINUE AT 1498
 7647 IF(NDIM.NE.3)GOTO 155 AT 1498
 7648 KDX1=1 AT 14A4
 7649 KDX2=2 AT 14AE
 7650 KDX3=4 AT 14B8
 7651 C
 7652 LDX1=1 AT 14C2
 7653 LDX2=2 AT 14CC
 7654 LDX3=4 AT 14D6
 7655 C
 7656 DO 150 J=1,NON AT 14E0
 7657.01 JS=(J-1)*NDIM+1 AT 150E
 7658.01 NOT=0 AT 151E

```

7659.01 DO 145 I=1,J AT 1528
7660.02 IS=(I-1)*NDIM+1 AT 1556
7661.02 NQL=LINFO(I+INXL,LT) AT 1564
7662.02 NQT=NQT+NQL AT 1587
7663.02 SG(KDX1)=SS(LDX1)
7664.02 IF(I.NE.J)SG(KDX1+1)=SS(LDX1+1)
7665.02 IF(I.NE.J)SG(KDX1+2)=SS(LDX1+2)
7666.02 C AT 15AA AT 15D3
7667.02 SG(KDX2)=SS(LDX2) AT 1602
7668.02 SG(KDX2+1)=SS(LDX2+1) AT 161F
7669.02 IF(I.NE.J)SG(KDX2+2)=SS(LDX2+2) AT 1627
7670.02 C AT 1641
7671.02 SG(KDX3)=SS(LDX3) AT 165E
7672.02 SG(KDX3+1)=SS(LDX3+1) AT 1666
7673.02 SG(KDX3+2)=SS(LDX3+2)
7674.02 C AT 1666
7675.02 LDX1=LDX1+3 AT 166E
7676.02 LDX2=LDX2+3 AT 1675
7677.02 LDX3=LDX3+3 AT 167C
7678.02 C
7679.02 KDX1=KDX1+NQL AT 1683
7680.02 KDX2=KDX2+NQL AT 168F
7681.02 KDX3=KDX3+NQL AT 1695
7682.02 145 CONTINUE AT 169B
7683.02 C
7684.01 LDX1=LDX3 AT 16A0
7685.01 LDX2=LDX1+3*J+1 AT 16AC
7686.01 LDX3=LDX2+3*J+2 AT 16BF
7687.01 C
7688.01 KDX1=KDX3 AT 16D4
7689.01 KDX2=KDX1+NQT+1 AT 16E0
7690.01 KDX3=KDX2+NQT+2 AT 16ED
7691.01 IF(NQL.NE.NDIM1)GO TO 150 AT 16FC
7692.01 C
7693.01 KDX1=KDX1+NQT-1 AT 170E
7694.01 KDX2=KDX2+NQT-1 AT 1721
7695.01 KDX3=KDX3+NQT-1 AT 1734
7696.01 150 CONTINUE AT 1741
7697.01 C
7698.01 C SLOT RLT
7699.01 C
7700 155 CONTINUE AT 1746
7701 DO 160 JA=1,NPN AT 1746
7702.01 NJA=KP(JA+INXP) AT 1774
7703.01 NCN=NJA*(NJA-1)/2 AT 1784
7704.01 DO 160 I=1,NDN AT 1798
7705.02 NI=KD(I+INXD)-1 AT 17C6
7706.02 DO 160 ID=1,NDIM AT 17D7
7707.03 NIA=NHD AT 1804
7708.03 IA=I+(ID-1)*NDN AT 1810
7709.03 LOC=NIA+NCN AT 182A
7710.03 IF(NIA.GT.NJA)LOC=NIA*(NIA-1)/2+NJA AT 1836
7711.03 160 SG(LOC)=RLT(A,JA) AT 186C
7712.03 C
7713.03 C SLOT ETE
7714.03 C
7715 DO 180 JE=1,NPN AT 18AB
7716.01 NJ=KP(JE+INXP) AT 18D9
7717.01 NCN=NJ*(NJ-1)/2 AT 18E9
7718.01 DO 180 JE=1,JE AT 18FD
7719.02 NI=KP(JE+INXP) AT 192B
7720.02 180 SG(NI+NCN)=ETE(JE,JE) AT 193B
7721 200 CONTINUE AT 197B
7722 NR=LINFO(16,LT) AT 197B
7723 NT=NR*(NR+1)/2 AT 1994
7724 CC WRITE(MW6,910)MUS,KM,NTY(KM)
7725 CC910 FORMAT(/1X,'ELEMENT',15,4X,'MAT ZONE NO.',15,4X,
7726 CC      +           'MAT TYPE NO.',15)
7727 CC      CALL PRINT(MW6,SG,NT,NR,P,NDF)
7728      RETURN AT 1982
7729      END

```

```

7988      SUBROUTINE MAST2(G,LG,K,LK,LGMX,LKMX)
7989      C-----.
7990      C      ROUTINE TO SET-UP ARRAY SIZES AND INDEXES FOR      MAIN PROGRAM.
7991      C      REAL ARRAYS ARE ALLOCATED TO THE LEFT
7992      C      OF ARRAY G AND INTEGER ARRAYS TO THE RIGHT
7993      C      ROUTINE LAST UPDATED ON 1/09/92
7994      C      (1/10/91,1/6/88,19/1/87,2/1/87,1/2/86,12/11/85)
7995      C-----.
7996      CHARACTER*1 JDO,TITLE
7997      REAL L,LL
7998      INTEGER TF
7999      DIMENSION G(LG),K(LK)
8000      DIMENSION KLT(15),NTY(25),PR(16,25),PDISLD(3,5),
8001      +      PRES(3,5),V(5),FXYZ(3),CIP(3),LL(4)
8002      COMMON /LABEL      / TITLE(80)
8003      COMMON /FLOW       / NPLAX
8004      COMMON /DATL      / L(4,100)
8005      COMMON /DATW      / W(100)
8006      COMMON /FIX        / DXYT(6,2000),TF(6,2000),MF(2000),NF
8007      C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8008      COMMON /FREA       / NOFREA(1000),DHFREA(1000),DHANT(1000),NNFREA,
8009      + NFACE(2,1000),DHFACE(1000),DVFACE(1000),TFACE(1000),
8010      + PERMFACE(1000),NNFACES
8011      C--<
8012      COMMON /ELINF      / MINFO(6,30,15),LINFO(50,15)
8013      COMMON /PRSLD      / PRESLD(10,100),LEDG(100),NDE1(100),NDE2(100),NLED
8014      COMMON /PRLDI      / PRSLDI(10,100),LED(100),ND1(100),ND2(100),ILOD
8015      COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
8016      COMMON /PARS        / PYI(ALAR,ASMVL,ZERO
8017      COMMON /FF          / AR(40),NCARD,NERR,JERR,LUN
8018      COMMON /FFL         / JDO(130)
8019      COMMON /DIN         / DEL(3),DEP(21)
8020      COMMON /SAMP        / POSSP(5),WEIGP(5)
8021      COMMON /POINT       / IPT(6),KPT(6)
8022      COMMON /DEBUGS/ IDB(10)
8023      COMMON /DEVSUP/ IW14,IW15,IWS
8024      COMMON /EQBM        / RMAX(6),TER(3),IW16
8025      COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
8026      + IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
8027      + INXL,MXEN,MXLD,MXFXT,LV,LL,MCORE,NVTX,ND,MDZ,NEDZ,KSS
8028      CT
8029      C *** DEVICE NUMBERS R - READ ; W -      WRITE ;      P - PLOT
8030      IR1=11
8031      IR4=4
8045      IR5=5
8033      IW2=12
8034      IW4=4
8063      IW6=6
8036      IW7=7
8077      IW8=8
8037      IW9=9
8088
8039      LUN=IR5
8040      IW14=14
8041      IW15=15
8042      IWS=2
8085      IW16=16
8043      C
8045      C *** SET SOME CONSTANTS
8046      PYI=4.*ATAN(1.)
8047      ALAR=1.E+17
800A
8048      ASMVL=1.E-20
80E4
8049      ZERO=0.
8050      C
8051      DO 5 IB=1,10
80F8
8052.01  5 IDB(B)=0
8053.01  C
8054.01  C READ FIRST PART OF LINK FILE
8055.01  C
8056      REWIND IR4
011C
8057      READ(IR4,ERR=100,END=150)LINK1
8058      READ(IR4,ERR=100,END=150)NN,NVTX,ND,MXDF,NNZ,NDZ,NEDZ
8059      READ(IR4,ERR=100,END=150)NEL,MUMAX
8060      READ(IR4,ERR=100,END=150)NDM,NTPE,NPL,LTZ,INXL
8061      READ(IR4,ERR=100,END=150)IFRZ,MAXNFZ,MCORE,NCORET
8062      READ(IR4,ERR=100,END=150)(KLT(IK),IK=1,LTZ)
8063      CC      WRITE((W6,801)NN,NVTX,ND,MXDF,NNZ,NDZ
8064      CC      WRITE((W6,802)NEL,MUMAX
8065      CC      WRITE((W6,803)NDM,NTPE,NPL,LTZ,INXL
8066      CC      WRITE((W6,804)IFRZ,MAXNFZ,MCORE,NCORET
8067      CC      WRITE((W6,805)(KLT(IK),IK=1,LTZ)
8068      CC801 FORMAT((I1,2HNN,I5,2X,4HNVTX,I5,2X,2HND,I5,2X,
8069      CC      + 4HMDF,I5,2X,3HNNZ,I5,2X,3HNDZ,I5)
8070      CC802 FORMAT((I1,3HNEL,I5,2X,5HMUMAX,I5)
8071      CC803 FORMAT((I1,3HNDF,I5,2X,4HNDF,I5,2X,4HNDIM,I5,2X,4HNTP,E,I5,2X,
8072      CC      + 3HNPL,I5,2X,3HTZ,I5,2X,4HNHTL,I5)
8073      CC804 FORMAT((I1,4HIFRZ,I5,2X,6HMAZNFX,I5,2X,5HMCORE,I5,2X,
8074      CC      + 6HNCORET,I5)

```

```

8075 CC805 FORMAT(1X,3HKLT,125)
8076 C
8077      WRITE(IW6,900) AT 04B2
8078      READ(LUN,901)TITLE AT 04DD
8079      NCARD=1 AT 0521
8080      WRITE(IW6,903)TITLE AT 052B
8081 C
8082      CALL FFIN(1,1) AT 056F
8083      LINK2=IFIX(AR(1)) AT 0583
8084      IF(LINK1 EQ LINK2)GOTO 1 AT 059F
8085 CX      WRITE(IW6,905)LINK1,LINK2
8086 CX      WRITE(IW15,905)LINK1,LINK2
8087 CX      WRITE(IWS,905)LINK1,LINK2
8088 CX      STOP
8089 C
8090      1 WRITE(IW6,906)LINK1 AT 05AA
8091 C
8092 C
8093 C *** NVRS      - NUMBER OF STRESS PARAMETERS
8094 C *** NVRN      - NUMBER OF STRAIN AND STRESS COMPONENTS
8095 C
8096      NVRS=7 AT 05E8
8097      NVRN=4 AT 05F2
8098      IF(NDIM,NE,3)GOTO 10 AT 05FC
8099      NVRS=9 AT 0609
8100      NVRN=6 AT 0613
8101 10 CALL MAXVAL(IW6,KLT,LTZ,NDIM,NVRN,NDMX,NPMX,NIP,NS,NB,NL,NPT,NSP, AT 061D
8102      + NPR,NMT,MDFE,KES,KSS,KVPN,LV,MXEN,MXLD,MXFXT,MXDF,ICLT)
8103 C
8104 C      G(1) - G(L1-1) = COORDINATES      OF NODES.....XYZ(NDIM,NN)
8105 C      G(L1) - G(L2-1) = INCREMENTAL    DISPLACEMENTS.....DN(NDF)
8106 C      G(L2) - G(L3-1) = CUMULATIVE     DISPLACEMENTS.....DA(NDF)
8107 C      G(L3) - G(L4-1) = STRESS PARS    AT GAUSS POINTS.VARINT(NVRS,NIP,NEL)
8108 C      G(L4) - G(L5-1) = INCREMENTAL    NODAL LOADS.....P(NDF)
8109 C      G(L5) - G(L6-1) = CUMULATIVE     NODAL LOADS.....PT(NDF)
8110 C      G(L6) - G(L7-1) = NODAL LOADS    FOR INCREMENTAL BLOCK.....PIB(NDF)
8111 C      G(L7) - G(L8-1) = REACTIONS TO EARTH.....REAC(NDF)
8112 C      G(L8) - G(L9-1) = OUT OF BALANCE LOADS.....PCOR(NDF)
8113 C      G(L9) - G(L10-1) = TOTAL EQUILIBRIUM LOADS.....PEQT(NDF)
8114 C      G(L10) - G(L11-1) = INCREMENTAL   POINT LOADS.....XYFT(NDF)
8115 C      G(L11) - G(L12-1) = POINT LOADS   FOR INCREMENTAL BLOCK.....XYFB(NDF)
8116 C      G(L12) - G(L13-1) = STRAIN PARS   AT GAUSS POINTS..STR(NVRN,NIP,NEL)
8117 C      G(L13) - G(L14-1) = EXCAVATION LOADS FOR INCR BLOCK.....PEXB(NDF)
8118 C      G(L14) - G(L15-1) = EXCAVATION LOADS FOR INCREMENT ..PEXI(NDF)
8119 C      G(L15) - G(LS1-1) = INSITU EQUILIBRIUM POINT LOADS.....PCON(NDF)
8120 C      G(LS1) - G(LS2-1) = D (STRESS - STRAIN ) MATRIX.....D(NS,NS)
8121 C      G(LS2) - G(LS3-1) = DISP. NODE COORDS. OF ELEMENT..ELCOD(NDIM,NDMX)
8122 C      G(LS3) - G(LS4-1) = DERIVATIVES OF SHAPE FUNCS(LOCAL)...DS(NDIM,NDMX)
8123 C      G(LS4) - G(LS5-1) = SHAPE FUNCTIONS.....SHFN(NDMX)
8124 C      G(LS5) - G(LS6-1) = CARTESIAN DERIV. OF DISP SHFN..CARTD(NDIM,NDMX)
8125 C      G(LS6) - G(LS7-1) = STRAIN - DISPLACEMENT MATRIX.....B(NS,NB)
8126 C      G(LS7) - G(LS8-1) = D * B MATRIX.....DB(NS,NB)
8127 C      G(LS8) - G(LS9-1) = ELEMENT FORCE MATRIX.....FT(NDIM,NDMX)
8128 C      G(LS9) - G(LS10-1) = ELEMENT STIFFNESS MATRIX (TRIANGULAR)...SS(KSS)
8129 C      G(LS10) - G(LC1-1) = UPPER TRIANGULAR ELEMENT STIFF MATRIX...ES(KES)
8130 C      G(LC1) - G(LC2-1) = PORE PRESSURE GRADIENTS .....E(NDIM,NPMX)
8131 C      G(LC2) - G(LC3-1) = PERMEABILITY * POREPRESS GRADIENTS ..PE(NDIM,NPMX)
8132 C      G(LC3) - G(LC4-1) = AN ARRAY FOR LINK MATRIX.....RN(NB)
8133 C      G(LC4) - G(LC5-1) = AN ARRAY FOR LINK MATRIX.....AA(NPMX)
8134 C      G(LC5) - G(LC6-1) = FLOW MATRIX.....ETE(NPMX,NPMX)
8135 C      G(LC6) - G(LC7-1) = LINK MATRIX.....RLT(NB,NPMX)
8136 C      G(LC7) - G(LC8-1) = CARTESIAN DERIV OF PP SHFN....CARTP(NDIM,NPMX)
8137 C      G(LC8) - G(LC9-1) = IN SITU PORE PRESSURES AT NODES.....PORINS(NN)
8138 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8139 C      G(LC9) - G(LC10-1) = ALTURAS DOS ELEMENTOS... DZELEM(NEL)
8140 C      G(LC10) - G(LC11-1) = CENTRO DOS ELEMENTOS... CENTROY(NEL)
8141 C      G(LC11) - G(LC12-1) = CENTRO DOS ELEMENTOS... DHATUAL(NEL)
8142 C--<
8143 C
8144 C      WHERE
8145 C      KES      - MAXM SIZE OF UPPER TRIANGULAR ELEMENT STIFFNESS MATRIX
8146 C      NB       - SIZE OF STIFFNESS MATRIX SS (= NDIM * NDMX)
8147 C      NDF      - TOTAL NO. OF D.O.F. IN PROBLEM
8148 C      NDIM     - DIMENSION OF PROBLEM (2 OR 3)
8149 C      NDMX    - MAXM NO. OF DISP. NODES IN ANY ELEMENT IN MESH
8150 C      NEL      - TOTAL NO. OF ELEMENTS IN MESH
8151 C      NIP      - MAXM NO. OF INTEGRATION POINTS IN ANY ELEMENT IN MESH
8152 C      NN       - TOTAL NO. OF NODES IN MESH
8153 C      NPMX    - MAXM NO. OF P.P. NODES IN ANY ELEMENT IN MESH
8154 C      NS       - SIZE OF D - MATRIX (= NO. OF STRESS/STRAIN COMPONENTS)
8155 C      NVRN    - NO. OF STRAIN (AND STRESS) COMPONENTS
8156 C      NVRS    - NO. OF STRESS COMPONENTS PLUS PARAMETERS (U,P,Q ETC.)
8157 C
8158 C *** INDEXES FOR REAL ARRAYS - LEFT HAND SIDE
8159 L1=1+NDIM*NN AT
8160 L2=L1+NDF AT
8161 L3=L2+NDF AT
8162 L4=L3+NVRN*NIP*NEL AT 06C6
8163 L5=L4+NDF AT
8164 L6=L5+NDF AT
8165 L7=L6+NDF AT
8166 L8=L7+NDF AT
8167

```

8167	L9=L8+NDF	AT
0712	L10=L9+NDF	AT
8168		
071E	L11=L10+NDF	AT
8159		
072A	L12=L11+NDF	AT
8170		
0736	L13=L12+NVRN*NIP*NEL	AT
0742		
8172	L14=L13+NDF	AT
075E		
8173	L15=L14+NDF	AT
076A		
8174	LS1=L15+NDF	AT
0776		
8175	LS2=LS1+NS*NS	AT
0782		
8176	LS3=LS2+NDIM*NDMX	AT 0797
8177	LS4=LS3+NDIM*NDMX	AT 07AC
8178	LS5=LS4+NDMX	AT
07C1		
8179	LS6=LS5+NDIM*NDMX	AT 07CD
8180	LS7=LS6+NS*NB	AT
07E6		
8181	LS8=LS7+NS*NB	AT
07FF		
8182	LS9=LS8+NDIM*NDMX	AT 0818
8183	LS10=LS9+KSS	AT
0831		
8184	LC1=LS10+KES	AT
083A		
8185	LC2=LC1+NDIM*NPMX	AT 0846
8186	LC3=LC2+NDIM*NPMX	AT 085F
8187	LC4=LC3+NB	AT
0878		
8188	LC5=LC4+NPMX	AT
0884		
8189	LC6=LC5+NPMX*NPMX	AT 0890
8190	LC7=LC6+NB*NPMX	AT 08A9
8191	LC8=LC7+NDIM*NPMX	AT 08C2
8192	LC9=LC8+NN	AT
08DB		
8193	C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)	
8194	LC10=LC9+NEL	AT
08E7		
8195	LC11=LC10+NEL	AT
08F3		
8196	LC12=LC11+NEL	AT
08FF		
8197	LZ=LC12	AT 090B
8198	C--<	
8199	CC WRITE((W6,807)L5,L10,LS10,LZ	
8200	CC807 FORMAT(/1X,2H5,I8,2X,3HL10,I8,2X,4HLS10,I8,2X,2HLZ,I8)	
8201	C--<	
8202	C K(N1) - K(N2-1) = ELEMENT-NODAL CONNECTIVITY..... NCORR(NTPE,NEL)	
8203	C K(N2) - K(N3-1) = MATERIAL PROPERTY NUMBER..... MAT(NEL)	
8204	C K(N3) - K(N4-1) = ELEMENT TYPE NUMBER..... LTYP(NEL)	
8205	C K(N4) - K(N5-1) = USER ELEMENT NUMBERS..... MRELVV(NEL)	
8206	C K(N5) - K(N6-1) = PROGRAM ELEMENT NUMBERS..... MREL(MUMAX)	
8207	C K(N6) - K(N7-1) = USER NODE NUMBERS..... NRELVV(NN)	
8208	C K(N7) - K(N8-1) = PROGRAM NODE NUMBERS..... NREL(NNZ)	
8209	C K(N8) - K(N9-1) = GLOBAL VARIABLE NUMBERS..... KGVN(MXDF,NN)	
8210	C K(N9) - K(N10-1) = NO. OF D.O.F. OF EACH NODE..... NQ(NN)	
8211	C K(N10) - K(N11-1) = INDICATOR OF ELEMENT CHANGES..... JEL(NEL)	
8212	C K(N11) - K(N12-1) = INDICATOR OF RESTRIANED VARIABLES..... JDFX(NDF)	
8213	C K(N12) - K(N13-1) = FRONTAL DESTINATION OF NODES..... NDEST(NN)	
8214	C K(N13) - K(N14-1) = INDEX OF ONE END OF ELEMENT EDGE..... NP1(NPL)	
8215	C K(N14) - K(N15-1) = INDEX OF OTHER END OF ELEMENT EDGE..... NP2(NPL)	
8216	C K(N51) - K(NS2-1) = LIST OF NODES (AND D.O.F.) IN FRONT....IFR(IFRZ)	
8217	C K(NS2) - K(NS3-1) = DESTINATION IN FRONT OF ELEMENT D.O.F._NDL(MDFE)	
8218	C K(NS3) - K(NS4-1) = INDEX TO POREPRESSURE DOF OF ELEMENT...NWL(NPMX)	
8219	C K(NS4) - K(NS5-1) = STRESS STATE INDICATOR FOR MODELS..NMOD(NIP,NEL)	
8220	C K(NS5) - K(NS6-1) = FLAG TO INDICATE PRESENCE OF D.O.F._KDF(MXDF,NN)	
8221	C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)	
8222	C K(NS6) - K(NS7-1) = FLAG INDICATE STATUS IN ELEM...ICPERM(3,NEL)	
8223	C--<	
8224	C	
8225	C WHERE (ONLY IF NOT DEFINED PREVIOUSLY)	
8226	C	
8227	C IFRZ - LENGTH OF ARRAY IFR	
8228	C MDFE - MAXM NO. OF D.O.F. IN ANY ELEMENT IN MESH	
8229	C MUMAX - MAXM VALUE OF USER ELEMENT NUMBER	
8230	C NNZ - MAXM VALUE OF USER NODE NUMBER	
8231	C	
8232	C *** INDEXES FOR INTEGER ARRAYS - RIGHT HAND SIDE	
8233	N1=1	AT
0911		
8234	N2=N1+NTPE*NEL	AT 091B
8235	N3=N2+NEL	AT
0934		
8236	N4=N3+NEL	AT
0940		
8237	N5=N4+NEL	AT
094C		
8238	N6=N5+MUMAX	AT
0958		
8239	N7=N6+NN	AT 0964

```

8240      N8=N7+NNZ
0970      N9=N8+MXDF*NN
8241      N10=N9+NN
097C      N11=N10+NEL
8242      N12=N11+NDF
09A1      N12=N11+NDF
09AD      N13=N12+NN
8245      N14=N13+NPL
09B9      N14=N13+NPL
8246      NS1=N14+NPL
09C5      NS1=N14+NPL
8247      NS2=NS1+IFRZ
09D0      NS3=NS2+MDFE
09E9      NS3=NS2+MDFE
8250      NS4=NS3+NPMX
09F5      NS5=NS4+NIP*NEL
8251      NS6=NS5+MXDF*NN
8252      C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8253      C      NZ=NS6
8254      NS7=NS6+3*NEL
8255      AT 0A01
8256      NZ=NS7
8257      AT 0A1A
8258      C-----CALCULATE SIZE OF WORKING REGION
8259      C-----CALCULATE SIZE OF WORKING REGION
8260      C-----CALCULATE SIZE OF WORKING REGION
8261      NWORK=LG-LZ+1
0A4F      AT 0A49
8262      KVARS=LZ-1
0A61      AT 0A49
8263      INCORE=NCORET-MCORE
0A6E      AT 0A49
8264      WRITE(W6,915)LG,KVARS,NWORK,MCORE,INCORE
8265      NCV=10
8266      NSTP=10
8267      NVL=200
8268      NIEL=NIP*NEL
0B2A      AT 0A7A
8269      C      IERM=0
8270      C-----SIZE OF REAL ARRAY REQUIRED AT OUTPUT STAGE
8271      C-----SIZE OF REAL ARRAY REQUIRED AT OUTPUT STAGE
8272      C      MOUTR=NCV*NIEL+NSTP*NVL+NVL
8273      MCR=MOUTR
8274      AT 0B16
0B69      AT 0B20
8275      IF(MCORE.GT.MOUTR)MCR=MCORE
0B6F      AT 0B47
8276      IF(NWORK.GT.MCR)GOTO 50
8277      INCLG=MCR-NWORK
8278      WRITE(W6,912)INCLG
8279      WRITE(W15,912)INCLG
8280      CC      WRITE(W5,912)INCLG
8281      IERM=IERM+1
0C22      AT 0B80
8282      50 CONTINUE
8283      AT 0B92
8284      KWORK=LK-NZ+1
0C28      AT 0B92
8285      C-----SIZE OF INTEGER ARRAY REQUIRED AT OUTPUT STAGE
8286      MOUTI=3*NIEL+5*NEL
8287      IF(KWORK.GT.MOUTI)GOTO 60
8288      INCLK=MOUTI-KWORK
8289      WRITE(W6,913)INCLK
8290      WRITE(W15,913)INCLK
8291      IERM=IERM+1
0CE8      AT 0CA0
8292      60 CONTINUE
8293      IF(IERM.GT.0)      STOP
0CEE      AT 0CA0
8294      CC      MTOTG=KVARS+MCR
8295      CC      WRITE(W6,922)MTOTG,LG
8296      IBUF=NWORK-MCORE
8297      WRITE(W6,920)IBUF
8298      920 FORMAT(
8299      + 10X,50HAMOUNT OF STORE LEFT FOR BUFFER.....=,I10)
8300      IF(NWORK.GE.NCORET)WRITE(W6,940)
8301      IF(NWORK.LT.NCORET)WRITE(W6,950)
8302      C-----FORMAT(10X,
8303      MTOTK=NZ-1+MOUTI
8304      WRITE(W6,923)MTOTK,LK
8305      923 FORMAT(10X,
8306      + 'AMOUNT OF K USED ',I10,4X,'OUT OF          ALLOCATED',I10)
8307      C-----FORMAT(10X,
8308      C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8309      C-----FORMAT(10X,
8310      CT      CALL SETUP(NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
8311      CT      + INXL,INNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMFT,NPT,NPFT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN,
8312      C      + INXL,INNZ,NDMX,MDFE,NMFT,LV,LL,MCORE,NVTP,ND,MDZ,NEDZ,KSS,
8313      C      + G(1),G(L1),G(L2),G(L3),G(L4),G(L5),G(L6),G(L7),
8314      C      + G(L8),G(L9),G(L10),G(L11),G(L12),G(L13),G(L14),G(L15),
8315      C      + G(LS1),G(LS2),G(LS3),G(LS4),G(LS5),G(LS6),G(LS7),G(LS8),G(LS9),
8316      C      + G(LS10),G(LC1),G(LC2),G(LC3),G(LC4),G(LC5),G(LC6),G(LC7),G(LC8),

```

```

8317    C      + K(N1),K(N2),K(N3),K(N4),K(N5),K(N6),K(N7),K(N8),K(N9),K(N10),
8318    C      + K(N11),K(N12),K(N13),K(N14),K(N51),K(NS2),K(NS3),K(NS4),
8319    C      + K(NS5),CIP,V,FXYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,G(LZ),NWORK,K(NZ),KWORK,
8320    C      + KLT,LTZ,ICTL)
8321    C      CALL SETUP(                                         AT
0EDE
8322      + INXL,MXEN,MXLD,MXFXT,LV,LL,MCORE,NVTX,ND,MDZ,NEDZ,KSS,
8323      + G(1),G(L1),G(L2),G(L3),G(L4),G(L5),G(L6),G(L7),
8324      + G(L8),G(L9),G(L10),G(L11),G(L12),G(L13),G(L14),G(L15),
8325      + G(LS1),G(LS2),G(LS3),G(LS4),G(LS5),G(LS6),G(LS7),G(LS8),G(LS9),
8326      + G(LS10),G(LC1),G(LC2),G(LC3),G(LC4),G(LC5),G(LC6),G(LC7),G(LC8),
8327      + K(N1),K(N2),K(N3),K(N4),K(N5),K(N6),K(N7),K(N8),K(N9),K(N10),
8328      + K(N11),K(N12),K(N13),K(N14),K(NS1),K(NS2),K(NS3),K(NS4),
8329      + K(NS5),CIP,V,FXYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,G(LZ),NWORK,K(NZ),KWORK,
8330      + KLT,LTZ,ICTL,K(NS6),G(LC9),G(LC10),G(LC11))
8331    C--<   RETURN                                         AT 11F7
8332    C-----ERROR IN READING LINK FILE
8333    100 CONTINUE                                         AT 11FC
8334    WRITE(IWS,960)                                         AT 11FC
8335    960 FORMAT(//1X,'***** Error in reading the LINKfile (*.LIK) *****'      AT 1227
8336    +           /1X,'***** Re-run Geometry program again.          *****')
8337    +           ')
8338    +           ')
8339    STOP                                         AT
12BA
8340    C-----END OF LINK FILE HAS BEEN REACHED
8341    150 CONTINUE                                         AT 12CD
8342    WRITE(IWS,970)                                         AT 12CD
8343    970 FORMAT(//1X,'*** End       of LINK      file (*.LIK) has been reached. ***'      AT 12F8
8344    +           /1X,'*** The           LINK file (*.LIK) is incomplete. ***'
8345    +           /1X,'*** Re-run Geometry      program      again.          ***'
8346    +           ')
8347    STOP                                         AT
13CB
8348    900 FORMAT(1H1,120(1H')/                                AT 13DE
8349    + 17H CRISP 1993 (MP1)/
8350    + 36H PROGRAM LAST MODIFIED ON      6/03/93
8351    + )
8352    901 FORMAT(80A1)                                         AT 1449
CC902 FORMAT(125)
8354    903 FORMAT(1X,80A1)                                         AT 145E
8355    CC905 FORMAT(//10X,29HERROR --- LINK CODE MISMATCH,2I10,
8356    CC      + 2X,15H(ROUTINE MAST2))
8357    906 FORMAT(1X,14HLINK NUMBER =,I6)                                         AT 147B
8358    912 FORMAT(//10X,42HTO PROVIDE MINIMUM CORE TO SOLVE EQUATIONS/
8359    + 10X,29HINCREASE SIZE           OF ARRAY G BY =,I10,2X,
8360    + 23HIN MAST (ROUTINE MAST2)//1X,120(1H'))                                         AT 14AA
8361    913 FORMAT(//10X,
8362    + 10X,29HINCREASE SIZE           OF ARRAY K BY =,I10,2X,
8363    + 23HIN MAST (ROUTINE MAST2)//1X,120(1H'))                                         AT 1557
8364    915 FORMAT(//1X,120(1H')/                                AT 15D2
8365    + 10X,50HTOTAL      ALLOCATION OF STORE FOR      G.....=,I10/
8366    + 10X,50HSTORE      FOR MAIN ARRAYS.....=,I10/
8367    + 10X,50HWORKING REGION LEFT FOR SOLVING EQUATIONS.....=,I10/
8368    + 10X,50HMINIMUM CORE REQUIRED      TO SOLVE EQUATIONS.....=,I10/
8369    + 10X,50HADDITIONAL CORE REQUIRED FOR IN-CORE SOLUTION....=,I10)
8370    940 FORMAT(//10X,28HEQUATIONS ARE SOLVED IN-CORE//1X,120(1H'))                                         AT 174D
8371    950 FORMAT(//10X,32HEQUATIONS ARE SOLVED OUT-OF-CORE//1X,120(1H'))                                         AT 179C
8372    END                                         AT
17EF

```

```

8520 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8521 C      SUBROUTINE MSG()
8522 CX      SUBROUTINE MSG(NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
8523 CX      + IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN,
8524 C      + INXL,MXEN,MXL,MXFXT,LV,NVTX,ND,KSS,
8525 C      + XYZ,DI,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEQT,XYFT,XYFIB,
8526 C      + STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,CARTD,B,DB,FT,SS,ES,
8527 C      + E,PE,RN,AA,E,TE,RLT,CARTP,PORINS,
8528 C      + NCORR,MAT,LTYP,MREL,VV,NREL,KGVN,NQ,
8529 C      + JEL,DXF,NEDEST,NP1,NP2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,
8530 C      + CIP,LL,V,FXYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,NOIB,
8531 C      + TTME,TGRAV,IUPD,ICOR,ICDCHK,INCT,NINCP,INCLST,MXP,
8532 C      + KK,LKK,KLT,LTZ,ICTL,
8533 C
8534 C      SUBROUTINE MSG(
8535 C      + INXL,MXEN,MXL,MXFXT,LV,NVTX,ND,KSS,
8536 C      + XYZ,DI,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEQT,XYFT,XYFIB,
8537 C      + STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,CARTD,B,DB,FT,SS,ES,
8538 C      + E,PE,RN,AA,E,TE,RLT,CARTP,PORINS,
8539 C      + NCORR,MAT,LTYP,MREL,VV,NREL,KGVN,NQ,
8540 C      + JEL,DXF,NEDEST,NP1,NP2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,
8541 C      + CIP,LL,V,FXYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,NOIB,
8542 C      + TTME,TGRAV,IUPD,ICOR,ICDCHK,INCT,NINCP,INCLST,MXP,
8543 C      + KK,LKK,KLT,LTZ,ICTL,
8544 C      + RENDESP,PLIMIT2,ICPERM,DZELEM,CENTROY,DHATUAL,FRED,INICOR)
8545 C--<
8546 C*****
8547 C      MAIN CONTROLLING ROUTINE
8548 C      ROUTINE LAST UPDATED ON 1/9/92
8549 C      (1/6/88,12/1/85)
8550 C*****
8551 CF      CHARACTER*1 JDO
8552 REAL L,LL
8553 INTEGER TF
8554 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8555 DIMENSION ICPerm(3,NEL)
8556 DIMENSION DZELEM(NEL)
8557 DIMENSION CENTROY(NEL)
8558 DIMENSION DHATUAL(NEL)
8559 C--<
8560 DIMENSION XYZ(NDIM,NN),D(NDF),DA(NDF),VARINT(NVRS,NIP,NEL),
8561 + P(NDF),PT(NDF),PIB(NDF),REAC(NDF),PCOR(NDF),PEQT(NDF),XYFT(NDF),
8562 + XYFIB(NDF),STR(NVRS,NIP,NEL),PEXIB(NDF),PEXI(NDF),PCONI(NDF)
8563 DIMENSION D(NS,NS),ELCOD(NDIM,NDMX),DS(NDIM,NDMX),SHFN(NDMX),
8564 + CARTD(NDIM,NDMX),B(NS,NB),DB(NS,NB),FT(NDIM,NDMX),
8565 + SS(KSS),ES(KES),KLT(LTZ)
8566 DIMENSION E(NDIM,NPMX),PE(NDIM,NPMX),
8567 + RN(NB),AA(NPMX),ETE(NPMX,NPMX),RLT(NB,NPMX),CARTP(NDIM,NPMX),
8568 + PORINS(NN)
8569 DIMENSION NCORR(NTPE,NEL),MAT(NEL),LTYP(NEL),MREL,VV(NEL),
8570 + MREL,VV(NN),NREL,VV(NN),NREL(VV(NN)),NREL(VV(NN)),NREL(VV(NN)),NREL(VV(NN)),
8571 + IDFX(NDF),NEDEST(NN),NP1(NP1),NP2(NP2),KDF(MXDF,NN)
8572 DIMENSION IFR(IFRZ),NDL(MDFE),NWL(NPMX),NMOD(NIP,NEL)
8573 DIMENSION CIP(NDIM),LL(LL),V(LV),FXYZ(NDIM),PR(NPR,NMT),
8574 + PDISLD(NDIM,NPT),PRES(NDIM,NPT),NTY(NMT),A(MFZ),KK(LKK)
8575 DIMENSION RINCC(1000),DTM(1000),IOPT(1000),INCLST(MXP)
8576 COMMON /FLOW/ NPLAX
8577 COMMON /DATL/ L(4,100)
8578 COMMON /DATW/ W(100)
8579 COMMON /FIX/ DXYT(6,2000),TF(6,2000),MF(2000),NF
8580 COMMON /ELINF/ MINFO(6,30,15),LINFO(50,15)
8581 COMMON /PRSLD/ PRESLD(10,100),LEDG(100),NDE1(100),NDE2(100),NLED
8582 COMMON /PRLDI/ PRSLDI(10,100),LED(100),ND1(100),ND2(100),ILOC
8583 COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IWT,WVP,W9
8584 COMMON /PARS/ PYALAR,ASMLZERO
8585 COMMON /FF/ AR(40),NCARD,NERR,JERR,LUN
8586 CF COMMON /FFL/ JDO(130)
8587 COMMON /OUT/ INSOP,IRAC,NVOS,NVOF,NMOS,NMOF,NELOS,NELOF,ISR,ML
8588 COMMON /LOADS/ FB(2,15)
8589 COMMON /DEVSUP/ IW14,IW15,IWS
8590 COMMON /NUNIT2/ NFREQ,IRWU2
8591 COMMON /MP92NN/ NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
8592 + IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
8593 C
8594 C *** MAXIMUM NUMBER OF INCREMENTS IN AN INCREMENT BLOCK
8595 INCZ=1000
8596 NDIM1=NDIM+1
0454
8597 IF(IDCHK.EQ.0)GOTO 10
0461
8598 WRITE(IW6,907)
8599 STOP
0498
8600 C-
8601 C      START      OF INCREMENT      CYCLE
8602 C
8603 10 CONTINUE
8604 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8605 C--> limite inferior para correcao p/ verificacao dos elementos
8606 YLIM=0
8607 C--<
8608 DO 250 J=1,NOIB
8609 C
8610.01 WRITE(IW6,908) J
8611.01 C
8612.01 C INITIALISE LOAD VECTOR
8613.01 C
8614.01 CALL ZEROR1(XYFIB,NDF)
8615.01 CALL ZEROR1(PIB,NDF)

```

AT 044A AT
AT 04AE AT
AT 04AE AT
AT 04B8 AT
AT 04E8 AT
AT 04AE AT
AT 0529 AT
AT 0538 AT

```

8616.01 CALL ZEROR1(PEXIB,NDF) AT 054D
8617.01 CALL ZEROR2(PRSLDI,MXEN,MXLID) AT 055F
8618.01 ILOD=0 AT 0575
8619.01 CALL ZERO1(JEL,NEL) AT 057F
8620.01 CALL ZERO1(IOPT,INCZ) AT 0594
8621.01 CALL ZEROR1(DTM,INCZ) AT 05AC
8622.01 CALL ZEROR1(RINCC,INCZ) AT 05C4
8623.01 FRACT=ZERO AT 05DC
8624.01 C
8625.01 C READ INCREMENT CONTROL OPTIONS
8626.01 C
8627.01 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8628.01 C CALL FFIN(13,3071)
8629.01 CALL FFIN(14,3071) AT 05E8
8630.01 C--<
8631.01 IBNO=IFIX(AR(1)) AT 05FC
8632.01 INC1=IFIX(AR(2)) AT 0621
8633.01 INC2=IFIX(AR(3)) AT 0646
8634.01 ICHEL=IFIX(AR(4)) AT 066B
8635.01 NLOD=IFIX(AR(5)) AT 0690
8636.01 ILDF=IFIX(AR(6)) AT 0685
8637.01 NFX=IFIX(AR(7)) AT 06DA
8638.01 NFXB=IFIX(AR(8)) AT 06FF
8639.01 IOUTS=IFIX(AR(9)) AT 0724
8640.01 IOCDD=IFIX(AR(10)) AT 0749
8641.01 DTIME=AR(11) AT 076E
8642.01 ITMF=IFIX(AR(12)) AT 077A
8643.01 DGRAV=AR(13) AT 079F
8644.01 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
8645.01 YLIM=AR(14) AT 07AB
8646.01 C--<
8647.01 WRITE(IW6,912)IBNO,INC1,INC2,ICHEL,NLOD,ILDF,NFX,NFXB,IOUTS, AT 07B7
8648.01 + IOCDD,DTIME,ITMF,DGRAV
8649.01 C---CHECK THAT TIME STEP IS NOT SPECIFIED AS ZERO IN A
8650.01 C CONSOLIDATION ANALYSIS.
8651.01 IF(CTL.NE.0) THEN AT 0900
8652.02 IF(ABS(DTIME).LT.ASMVL) THEN
8653.03 WRITE(IW6,970)DTIME AT 0927
8654.03 WRITE(IW15,970)DTIME AT 0968
8655.03 WRITE(IW6,970)DTIME AT 09A9
8656.03 970 FORMAT(1X,''' ERROR - TIME STEP SPECIFIED AS ZERO', AT 09EA
8657.03 + 1X,IN A CONSOLIDATION ANALYSIS. DTIME =',E16.5/
8658.03 + 1X,'(ROUTINE MSG)')
8659.03 STOP AT 0A7D
8660.03 ENDIF AT 0A90
8661.02 ENDIF AT 0A90
8662.02 C
8663.01 NOINC=INC2+1-INC1 AT 0A90
8664.01 IF(NOINC.LE.INCZ)GOTO 70 AT 0AA3
8665.01 WRITE(IW6,950)NOINC,INCZ
8666.01 WRITE(IW15,950)NOINC,INCZ
8667.01 WRITE(IW6,950)NOINC,INCZ
8668.01 STOP
8669.01 70 IF(BNO.EQ.J) GO TO 72 AT 0BB4
8670.01 WRITE(IW6,913)BNO,J
8671.01 STOP
8672.01 72 IF(ICHEL.EQ.0) GO TO 76 AT DC30
8673.01 C
8674.01 C ALTER GEOMETRY AS SPECIFIED
8675.01 C
8676.01 WRITE(IW6,914) AT 0C50
8677.01 CALL RDINT(JEL,ICHEL) AT 0C7B
8678.01 WRITE(IW6,920)(JEL,(J),J=1,ICHEL) AT 0C92
8679.01 CALL CHANGE(IW6,ICHEL,NN,MXDF,NTPE,NIP,NEL,MUMAX,NDF, AT 0D07
8680.01 + NDIM,NVRS,NDMX,NL,NB,NS,NPRT,NMFT,NPT,NPL,NNZ,XYZ,PIB,PEXIB,
8681.01 + VARINT,MREL,NREL,B,ELCOD,DS,SHFN,FT,CARTD,L,PR,PRES,
8682.01 + NCORR,KGVN,NQ,JEL,LTYP,MAT,NP1,NP2,NP3,TGRAV)
8683.01 C
8684.01 C CALCULATE BODY FORCE LOAD VECTOR
8685.01 C FOR SELF-WEIGHT LOADING AND GRAVITY LOADING
8686.01 C
8687.01 76 CALL SEL1(IW6,ICHEL,NN,MXDF,NTPE,NIP,NEL,NDF,MUMAX,NL,NDIM, AT 0DF6
8688.01 + NDMX,NPRT,NMFT,XYZ,PIB,ELCOD,SHFN,DS,FT,L,NCORR,JEL,
8689.01 + LTYP,MAT,MREL,MREL,V,KGVN,NTY,PR,DGRAV)
8690.01 C
8691.01 C READ LOAD FACTORS, TIME FACTORS AND OUTPUT OPTIONS
8692.01 C
8693.01 CALL FACTOR(IW6,NOINC,ILDF,IOCDD,ITMF,IOUTS,RINCC,DTM,IOPT,DTIME) AT 0EA1
8694.01 IF(NLOD.EQ.0)GO TO 95 AT 0EEF
8695.01 IF(NLOD.GT.0)GO TO 82 AT 0EFC
8696.01 C
8697.01 C PRESSURE LOADING ALONG ELEMENT EDGE
8698.01 C
8699.01 WRITE(IW6,1000) AT 0F09
8700.01 NLDS=ABS(NLOD) AT 0F34
8701.01 IF(NDIM.EQ.2)GOTO 78 AT 0F47
8702.01 WRITE(IW6,955) AT 0F54
8703.01 WRITE(IW15,955) AT 0F7F
8704.01 WRITE(IW6,955) AT 0FAA
8705.01 955 FORMAT(1X,34HNO OPTION TO CALCULATE NODAL LOADS,1X, AT 0FD5
8706.01 + 50HFROM PRESSURE LOADING IN 3-D PROBLEM (ROUTINE MSG))
8707.01 STOP
8708.01 C
8709.01 78 NTM=NDIM*NPT+3 AT 105F
8710.01 DO 80 KLOD=1,NLDS AT 1075
8711.02 CALL FFIN(NTM,7) AT 10A3
8712.02 LNE=IFIX(AR(1)) AT 10B9
8713.02 ND1=IFIX(AR(2)) AT 10DE
8714.02 ND2=IFIX(AR(3)) AT 1103

```

8715.02 INX=3 AT 1128
 8716.02 C
 8717.02 DO 79 IV=1,NPT AT 1132
 8718.03 PDISLD(2,IV)=AR(INX+1)
 8719.03 PDISLD(1,IV)=AR(INX+2) AT 1189
 8720.03 79 INX=INX+2 AT 11A4
 8721.02 WRITE(W6,1002)LNE,ND1,ND2,((PDISLD(ID,IV),ID=1,NDIM),IV=1,NPT) AT 11AD
 8722.02 C
 8723.02 CALL EDGLD(W6,NEL,NDIM,NTPE,NNZ,MUMAX,NPL,NCORR,LTYP,MREL,NREL, AT 12AF
 + LNE,ND1,ND2,NP1,NP2,PDISLD,PRES,KLOD,NTPE,0,MXLD)
 8725.02 CALL DISTLD(W6,NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NDIM,MUMAX,NNZ, AT 1335
 + NPL,P1B,XYZ,NP1,NP2,
 8727.02 + KGVN,NCORR,LTYP,MREL,NREL,LNE,ND1,ND2,PRES,NPT,NSP,1,1,1.)
 8728.02 80 CONTINUE AT 13D5
 8729.01 GO TO 95 AT 13DA
 8730.01 C
 8731.01 C READ INCREMENTAL POINT LOADS
 8732.01 C
 8733.01 82 WRITE(W6,916) AT 13DF
 8734.01 NTM=NDIM+1 AT 140A
 8735.01 DO 90 JJ=1,NL0D AT 1417
 8736.02 CALL FFIN(NTM,1) AT 1445
 8737.02 KKT=IFIX(AR(1)) AT 145B
 8738.02 C
 8739.02 DO 85 ID=1,NDIM AT 1480
 8740.03 85 FXYZ(ID)=AR(ID+1) AT 14AE
 8741.02 WRITE(W6,940)KKT,(FXYZ(I0),ID=1,NDIM) AT 14C7
 8742.02 C NO PROVISION FOR PORE PRESSURE TERMS IN 'APPLIED' NOAL LOADS
 8743.02 FTT=ZERO AT 1552
 8744.02 KJ=NREL(KKT) AT 155E
 8745.02 N1=KGVN(1),KJ)-1 AT 1574
 8746.02 IDF=NO(KJ) AT 1595
 8747.02 IF(IDF,EQ.1)GO TO B4 AT 15AB
 8748.02 DO 83 ID=1,NDIM AT 1584
 8749.03 83 XYFB(N1+ID)=FXYZ(ID) AT 15E2
 8750.02 IF(IDF,EQ.NDIM1)XYFB(N1+NDIM1)=FTT AT 1607
 8751.02 GO TO 90 AT 1632
 8752.02 84 XYFB(N1+1)=FTT AT 1637
 8753.02 90 CONTINUE AT 164A
 8754.02 C
 8755.01 95 IF(NFX.EQ.0) GO TO 137 AT 164F
 8756.01 C
 8757.01 C READ CHANGE TO NODAL FIXITIES
 8758.01 C
 8759.01 WRITE(W6,931) AT 165C
 8760.01 IF(NDIM.EQ.2)CALL FIXX2(W6,NEL,NTPE,NDIM,NPL,LV, AT 1687
 + NCORR,LTYP,MUMAX,NNZ,NP1,NP2,MREL,NREL,V,NFX,MXFXT)
 8762.01 IF(NDIM.EQ.3)CALL FIXX3(W6,NEL,NTPE,NDIM,NPL,LV, AT 16F9
 + NCORR,LTYP,MUMAX,NNZ,NP1,NP2,MREL,NREL,V,NFX,MXFXT)
 8764.01 137 CONTINUE AT 176B
 8765.01 IF(NFXB.EQ.0)GOTO 139 AT 176B
 8766.01 WRITE(W6,960) AT 1778
 8767.01 CALL FIXX2B(W6,NNZ,NREL,NFXB,MXFXT) AT 17A3
 8768.01 139 CONTINUE AT 17C8
 8769.01 C
 8770.01 C START OF INCREMENT LOOP
 8771.01 C
 8772.01 DO 200 JS=INC1,INC2 AT 17C8
 8773.02 INC1=INC1+1 AT 17FD
 8774.02 IF(JS.EQ.INC1)GO TO 138 AT 1805
 8775.02 WRITE(W6,933)JS,INCT AT 180D
 8776.02 WRITE(W15,933)JS,INCT AT 1863
 8777.02 WRITE(W5,933)JS,INCT AT 18B9
 8778.02 STOP AT 190F
 8779.02 138 JC=JS+1-INC1 AT 1922
 8780.02 FRACTD=RINCC(JC) AT 1935
 8781.02 FRACT=FRACT+FRACTD AT 1942
 8782.02 DTIME=DTM(JC) AT 1955
 8783.02 TTME=TTME+DTIME1 AT 1962
 8784.02 DGRAVI=FRACTD*DGRAV AT 1973
 8785.02 TGRAV=TGRAV+DGRAVI AT 1986
 8786.02 IOUT=IOP7(JC) AT 1991
 8787.02 C
 8788.02 C SET SWITCH TO WRITE RESULTS FROM CURRENT INCREMENT
 8789.02 C TO DISK FILE ON UNIT W7
 8790.02 C
 8791.02 DO 140 IL=1,MXP AT 199E
 8792.03 IF(NCLST(IL).EQ.JS)GOTO 142 AT 19CE
 8793.03 140 CONTINUE AT 19E4
 8794.02 IWRDK=0 AT 19E6
 8795.02 GOTO 145 AT 19FO
 8796.02 142 IWRDK=1 AT 19F5
 8797.02 145 CONTINUE AT 19FF
 8798.02 C
 8799.02 C----FLAG TO INDICATE THE LAST INCREMENT IN CURRENT RUN AT 19FF
 8800.02 IWL=0
 8801.02 IWRU2=0 AT 1A09
 8802.02 IF(J.EQ.NOIB.AND.JS.EQ.INC2)IWL=1 AT 1A13
 8803.02 C
 8804.02 C----SET FLAG TO INDICATE WHICH INCREMENTS SHOULD BE WRITTEN AT 1A09
 8805.02 C TO NRS FILE - IWRU2 (OPTION ISR = 2)
 8806.02 C
 8807.02 IF(JS.EQ.1)IWRU2 = 1 AT 1A43
 8808.02 IF(JS.EQ.INC2)IWRU2 = 1 AT 1A5A
 8809.02 IF(MOD(JS,NFREQ).EQ.0)IWRU2 = 1 AT 1A76
 8810.02 IF(WL.EQ.1)IWRU2 = 1 AT 1A96
 8811.02 C
 8812.02 C--Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 8813.02 C CALL LODINC(

```

8814.02 CX CALL LODINC(NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,
8815.02 CX + NVRN,NDM,MMAX,NDZ,IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,
8816.02 CX + NS,NB,NL,NP,RMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN,
8817.02 C + INXL,MXEN,MXLD,LV,NVTX,ND,KSS,
8818.02 C + XYZ,DL,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEOT,XYFT,XYFIB,
8819.02 C + STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,CARTD,B,DB,FT,SS,ES,
8820.02 C + E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,PORINS,
8821.02 C + NCORR,MAT,LTYP,MRELV,MREL,NRELV,NREL,KGVN,NQ,
8822.02 C + JEL,IDFX,NDEST,np1,np2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,
8823.02 C + CIP,LL,V,FXYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,
8824.02 C + DTIMEI,TTIME,DGRAV,TGRAV,IOUT,JS,J,FRACLD,
8825.02 C + FRACT,ICOR,IUPD,IBC,NLOD,NLDS,MWRDK,KK,LKK,
8826.02 C + KLT,LTZ)
8827.02 CALL LODINC(
8828.02 + INXL,MXEN,MXLD,LV,NVTX,ND,KSS,
8829.02 + XYZ,DL,DA,VARINT,P,PT,PIB,REAC,PCOR,PEQT,XYFT,XYFIB,
8830.02 + STR,PEXIB,PEXI,PCONI,D,ELCOD,DS,SHFN,CARTD,B,DB,FT,SS,ES,
8831.02 + E,PE,RN,AA,ETE,RLT,CARTP,PORINS,
8832.02 + NCORR,MAT,LTYP,MRELV,MREL,NRELV,NREL,KGVN,NQ,
8833.02 + JEL,IDFX,NDEST,np1,np2,IFR,NDL,NWL,NMOD,KDF,
8834.02 + CIP,LL,V,FXYZ,PR,PDISLD,PRES,NTY,A,MFZ,
8835.02 + DTIMEI,TTIME,DGRAV,TGRAV,IOUT,JS,J,FRACLD,
8836.02 + FRACT,ICOR,IUPD,IBC,NLOD,NLDS,MWRDK,KK,LKK,KLT,LTZ,
8837.02 + RENDESP,PLIMIT2,ICPERM,DZELEM,CENTROY,
8838.02 + DHATUAL,FRED,INICOR,YLIM)
8839.02 C←
8840.02 200 CONTINUE
8841.02 C
8842.02 C ZERO ALL NON-ZERO PRESCRIBED VALUES
8843.02 C
8844.01 IF(NF.NE.0)CALL ZEROR2(DXYT,6,NF) AT 1CB9
8845.01 C
8846.01 250 CONTINUE
8847.01 907 FORMAT(/1X,24HANALYSIS NOT CARRIED OUT/) AT 1CE0
8848.01 908 FORMAT(/120(1H)/) AT 1CE5
8849.01 + 1X,43HSTART OF LDAD INCREMENT BLOCK NUMBER ,I5/1X,48(1H)-) AT 1D1C
8850.01 CC909 FORMAT(1X,14HSPECIFIED LOAD,5,3E15.5)
8851.01 CC910 FORMAT(915,F10.0,I5,F10.0) AT 1D95
8852.01 912 FORMAT(/ AT 1D95
8853.01 +1X,30HINCREMENT BLOCK NUMBER.....=,I8,
8854.01 +6X,30HSTARTING INCREMENT NUMBER...=J8/
8855.01 +1X,30HFINISHING INCREMENT NUMBER...=,I8,
8856.01 +6X,30HNO. OF ELEMENT CHANGES....=,I8/
8857.01 +1X,30HNUMBER OF LOADS.....=,I8,
8858.01 +6X,30HINCREMENT RATIO OPTION.....=,I8/
8859.01 +1X,30HNUMBER OF SIDE FIXITIES....=,I8,
8860.01 +6X,30HNUMBER OF NODAL FIXITIES....=,I8/
8861.01 +1X,30HSTD OUTPUT CODE.....=,I8,
8862.01 +6X,30HOUTPUT OPTION.....=,I8/
8863.01 +1X,30HTIME INCREMENT .....=,F10.1,
8864.01 +4X,30HTIME INCREMENT OPTION.....=,I8/
8865.01 +1X,30HINCR IN GRAVITY LEVEL.....=,F10.1)
8866.01 913 FORMAT(/1X,39HERROR *** MISMATCH IN INCR BLOCK NUMBER,2I6, AT 2004
8867.01 + 2X,13H(ROUTINE MSG))
8868.01 914 FORMAT(/28H LIST OF ELEMENT ALTERATIONS/1X,27(1H)-) AT 2063
8869.01 916 FORMAT(/32H LIST OF INCREMENTAL NODAL LOADS/1X,31(1H)-/ AT 20B2
8870.01 + 3X,4HNODE,8X,1HX,9X,1HY,9X,1HZ)
8871.01 920 FORMAT(1X,10I8) AT 2133
8872.01 931 FORMAT(/1X,30HPRESCRIBED BOUNDARY CONDITIONS/1X,30(1H)-) AT 214C
8873.01 933 FORMAT(/1X, *** ERROR IN INCREMENT NUMBER IN INPUT DATA=,I5, AT 21A1
8874.01 + 5X,INCREMENT NO. EXPECTED =,I5,5X,(ROUTINE MSG))
8875.01 940 FORMAT(1X,I5,3F10.3) AT 222C
8876.01 950 FORMAT(/1X,46HINCREASE SIZE OF ARRAYS RINCC, DTM AND IOPT TO, AT 224D
8877.01 + I5,2X,32H ALSO RE-SET INCZ IN ROUTINE MSG/
8878.01 + 1X,'CURRENT SIZE OF INCZ',I5,2X,'INSUFFICIENT.')
8879.01 960 FORMAT(/1X,LIST OF NODAL FIXITIES/1X,22(1H-)) AT 2304
8880.01 1000 FORMAT(1X,38HSPECIFIED NODAL VALUES OF SHEAR/NORMAL, AT 234D
8881.01 + 36H STRESSES AND EQUIVALENT NODAL LOADS/1X,74(1H-)/1X,4HELEM,
8882.01 + 1X,4HNEDE1,2X,4HNEDE2,2X,4HNDR1,8X,4HSHR1,8X,4HNDR2,8X,4HSHR2,
8883.01 + 8X,4HNDR3,8X,4HSHR3,8X,4HNDR4,8X,4HSHR4,8X,4HNDR5,8X,4HSHR5/
8884.01 + 1X,16H(LOAD DIRECTION),2X,3HX,9X,3H(Y),9X,3H(X),9X,3H(Y),
8885.01 + 9X,3H(X),9X,3H(Y),9X,3H(X),9X,3H(Y),9X,3H(X),9X,3H(Y))
8886.01 1002 FORMAT(1X,3I4,10E12.4) AT 2506
8887.01 RETURN AT 2527
8888.01 END

```

8925 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 8926 C SUBROUTINE MSUB1(NPR,NMT,NPLAX,NMAT,NOIB,INCS,INCF,INCT,
 8927 C + IPRIM,IUPD,ICOR,IBC,PR,NTY,NDIM,NINCP,INCLST,MXP)

8928 SUBROUTINE MSUB1(NPR,NMT,NPLAX,NMAT,NOIB,INCS,INCF,INCT,
 8929 + IPRIM,IUPD,ICOR,IBC,PR,NTY,NDIM,NINCP,INCLST,MXP,
 8930 + RENDESP,PLIMIT2,FRED,INICOR)

8931 C--<
 8932 C-----
 8933 C READ CONTROL OPTIONS AND MATERIAL PROPERTIES
 8934 C ROUTINE LAST MODIFIED ON 19/1/87
 8935 C-----
 8936 C-----
 8937 CF CHARACTER'1 JDO
 8938 DIMENSION PR(NPR,NMT),NTY(NMT),INCLST(MXP)
 8939 COMMON /DEVICE/IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
 8940 COMMON /FF/ AR(40),NCARD,NERR,JERR,LUN
 8941 CF COMMON /FFL/ JDO(130)
 8942 COMMON /OUT/ INSOP,IRAC,NVOS,NVOF,NMOS,NMOF,NELOS,NELOF,ISR,IWL
 8943 COMMON /PARS/ PYI,ALAR,ASML,ZERO
 8944 COMMON /DEVSUP/ IW14,IW15,IWS
 8945 COMMON /UNIT2/ NFREQ,NWRU2
 8946 DATA CONV/57.295779513/ AT 0056

8947 C-----
 8948 C ICOR - OPTION TO APPLY OUT-OF-BALANCE LOADS AS CORRECTING
 8949 C LOADS IN THE NEXT INCREMENT
 8950 C ICOR = 0 - CORRECTING LOADS ARE NOT APPLIED
 8951 C ICOR = 1 - CORRECTING LOADS ARE APPLIED

8953 C-----
 8954 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 8955 C CALL FFIN(9,511)
 8956 C CALL FFIN(13,3) AT 0056

8957 C--<
 8958 NPLAX=IFIX(AR(1)) AT 006A
 8959 NMAT=IFIX(AR(2)) AT 0088
 8960 NOIB=IFIX(AR(3)) AT 00A6
 8961 INCS=IFIX(AR(4)) AT 00C4
 8962 INCF=IFIX(AR(5)) AT 00E2
 8963 IPRIM=IFIX(AR(6)) AT 0100
 8964 IUPD=IFIX(AR(7)) AT 011E
 8965 ICOR=IFIX(AR(8)) AT 013C
 8966 ISR=IFIX(AR(9)) AT 015A

8967 C--> Modificado em 07-07-95 (Antonio)
 8968 RENDESP=AR(10) AT 0179
 8969 PLIMIT2=AR(11) AT 0184
 8970 FRED=AR(12) AT

018F
 8971 INICOR=AR(13) AT

019A
 8972 C--<
 8973 WRITE(IW6,922)NPLAX,NMAT,NOIB,INCS,INCF,IPRIM,IUPD,ICOR,ISR AT 01B8
 8974 NOINC=INCF-INCS+1 AT 0287
 8975 IF(NOINC.GT.0)GOTO 5 AT 0295
 8976 WRITE(IW6,925)NOINC,INCS,INCF AT 029E
 8977 WRITE(IW15,925)NOINC,INCS,INCF AT 0300
 8978 WRITE(IWS,925)NOINC,INCS,INCF AT 0362
 8979 STOP AT

03C4
 8980 C-----
 8981 5 CONTINUE AT

03D7
 8982 IF(ISR.EQ.0) THEN AT 03D7
 8983.01 IF(INCS.NE.1) THEN AT 03E4
 8984.02 WRITE(IW6,955)INCS,ISR AT 03F0
 8985.02 WRITE(IW15,955)INCS,ISR AT 0441
 8986.02 WRITE(IWS,955)INCS,ISR AT 0492

8987.02 955 FORMAT(1X,'*** ERROR - STARTING INCREMENT NO. (INCS) =', AT 04E3
 8988.02 + 15,5X,'WHEN STOP/RESTART OPTION IS NOT USED (ISR) =', AT 04E3
 8989.02 + 15/1X,(ROUTINE MSUB1)) AT

8990.02 STOP AT 0586
 8991.02 ENDIF AT 0599
 8992.01 ENDIF AT 0599

8993.01 C-----
 8994.01 C--> GET NFREQ - INCREMENT FREQUENCY FOR WRITING TO NRS FILE AT 0599
 8995 CALL GETFREQ(W6,INCF) AT 0599

8996 C-----
 8997 CALL FFIN(9,511) AT 05AB
 8998 INSOPI=IFIX(AR(1)) AT 05BF
 8999 IBC=IFIX(AR(2)) AT 05DE
 9000 IRAC=IFIX(AR(3)) AT 05FC
 9001 NVOS=IFIX(AR(4)) AT 061B
 9002 NVOF=IFIX(AR(5)) AT 063A
 9003 NMOS=IFIX(AR(6)) AT 0659
 9004 NMOF=IFIX(AR(7)) AT 0678
 9005 NELOS=IFIX(AR(8)) AT 0697
 9006 NELOF=IFIX(AR(9)) AT 06B6
 9007 WRITE(IW6,924)INSOP,IBC,IRAC,NVOS,NVOF,NMOS,NMOF,NELOS,NELOF AT 06D5

9008 C-----
 9009 C MXP - MAXIMUM NO. OF INCREMENTS THAT CAN BE WRITTEN TO DISK FILE AT 07B2
 9010 C-----
 9011 CALL ZEROI1(INCLST,MXP) AT 07C2
 9012 CALL FFIN(1,1) AT 07D6
 9013 NINCP=IFIX(AR(1)) AT 07F4
 9014 WRITE(IW6,927)NINCP AT 0831
 9015 IF(NINCP.EQ.0)GOTO 7 CALL RDINT(INCLST,NINCP) AT 0830

```

9017      WRITE(W6,938)(INCLST(IK),IK=1,NINCP)          AT 084D
9018      C *** INCT - COUNTER OF INCREMENT NUMBER
9019      7 INCT=INCS-1
9020      IF(NDIM.NE.3)GOTO 8
9021      WRITE(W6,928)
9022      GOTO 10
9023      8 IF(NPLAX.EQ.0)WRITE(W6,930)
9024      IF(NPLAX.EQ.1)WRITE(W6,931)
9025      C
9026      C *** READ MATERIAL PROPERTIES
9027      10 CALL ZEROR2(PR,NPR,NMT)                  AT 096D
9028      C
9029      NPRT=12
9030      WRITE(W6,932)
9031      WRITE(W6,985)
9032      WRITE(W6,990)
9033      WRITE(W6,933)
9034      DO 200 I=1,NMAT
9035.01   NTM=NPRT+2
9036.01   CALL FFIN(NTM,3)
9037.01   II=IFIX(AR(1))
9038.01   C
9039.01   IF(II.NE.I) THEN
9040.02   WRITE(W6,980)II
9041.02   WRITE(W15,980)II
9042.02   WRITE(W6,980)II
9043.02   980 FORMAT(1X,'*** ERROR - MAT ZONE NUMBER IN      INPUT DATA IS',I5/    AT 0877
9044.02   +           1X,'WHEREAS ZONE NO. EXPECTED IS ',I5,4X,
9045.02   +           '(ROUTINE MSUB1)')
9046.02   STOP
9047.02   ENDIF
9048.02   C
9049.01   NTY(II)=IFIX(AR(2))
9050.01   C
9051.01   DO 15   JJ=1,NPRT
9052.02   15 PR(JJ,II)=AR(JJ+2)
9053.02   C-----READ IN 4 EXTRA MATERIAL PROPERTIES FOR ANS MODEL (NO. 6)
9054.01   NPC=NPRT
9055.01   IF(NTY(II).EQ.6) THEN
9056.02   CALL FFIN(4,0)
9057.02   DO 18 JJ=1,4
9058.03   18 PR(NPRT+JJ,II)=AR(JJ)
9059.02   NPC=NPRT+4
9060.02   ENDIF
9061.01   WRITE(W6,936)II,NTY(II),(PR(JJ,II),JJ=1,NPC)          AT 0D2D
9062.01   C-----FOR MODEL NUMBER 1      SET 6TH PROPERTY TO 1 TO IDENTIFY
9063.01   C-----ANISOTROPIC PROPERTIES (FOR ISOTROPIC IT IS 0).
9064.01   IF(NTY(II).EQ.1) THEN
9065.02   PR(6,II)=1.
9066.02   DIFE=ABS(PR(1,II)-PR(2,II))
9067.02   DIFV=ABS(PR(3,II)-PR(4,II))
9068.02   IF(DIFE.LT.ASMVL.AND.DIFV.LT.ASMVL) THEN
9069.03   PR(6,II)=ZERO
9070.03   ENDIF
9071.02   ENDIF
9072.02   C-----CONVERT ANGLE      OF FRICTION TO RADIANS FOR ELASTO PLASTIC MODELS
9073.02   C-----FOR SCHOFIELD      SOIL MODEL - 6
9074.02   C-----H IS SLOPE OF      HVORSLEV SURFACE ALONG CONSTANT VOLUME LINE
9075.01   IF(NTY(II).EQ.5) THEN
9076.02   PR(4,II)=PR(4,II)/CONV
9077.02   ENDIF
9078.01   IF(NTY(II).NE.6)GOTO 100
9079.01   C-----.
9080.01   C-----FOR SCHOFIELD      SOIL MODEL - 6
9081.01   C-----H IS SLOPE OF      HVORSLEV SURFACE ALONG CONSTANT VOLUME LINE
9082.01   C-----CALCULATE P (PA) AT INTERSECTION OF TENSILE
9083.01   C-----AND HVORSLEV REGION AS A FACTOR OF CRITICAL
9084.01   C-----STATE      STRESS P (PU), I.E. AN=PA/PU, FROM THE
9085.01   C-----SLOPE      OF TENSILE REGION S.
9086.01   C-----.
9087.01   PI=ATAN(1.)
9088.01   S=PR(12,II)
9089.01   AMU=PR(4,II)
9090.01   H=PR(11,II)
9091.01   IF(H.GT.AMU) THEN
9092.02   WRITE(W6,950)H,AMU,II
9093.02   WRITE(W15,950)H,AMU,II
9094.02   WRITE(W6,950)H,AMU,II
9095.02   950 FORMAT(1X,'*** ERROR - THE SLOPE YOU HAVE SPECIFIED FOR',      AT 10A1
9096.02   +           1X,'THE HVORSLEV SURFACE ALONG CONSTANT VOLUME LINE (H)',F10.3/
9097.02   +           1X,'IS GREATER THAN THE SLOPE OF THE CRITICAL STATE LINE',F10.3
9098.02   +           ,5X,'FOR MAT ZONE NUMBER',I5/1X,'(ROUTINE MSUB1)')
9099.02   STOP
9100.02   ENDIF
9101.01   RAT=PR(1,II)/PR(2,II)
9102.01   ITR=0
9103.01   ANU=(AMU-H)/(S-H)
9104.01   42 AN=ANU
9105.01   FNPA=(AMU-H)*AN**RAT+(H-S)*AN
9106.01   FNPA2=(AMU-H)*RAT*AN**((RAT-1.)*(H-S))
9107.01   ANU=AN-FNPA/FNPA2
9108.01   FAC=(ANU-AN)/AN
9109.01   ITR=ITR+1
9110.01   CC      WRITE(6,700)AN,FNPA,FNPA2,ANU,FAC,ITR
9111.01   CC700 FORMAT(5E16.4,15)
9112.01   IF(ABS(FAC).LT.1.E-3)GO TO 45
9113.01   IF(ITR.GT.100) THEN
9114.02   WRITE(W6,960)ITR,I
9114.02   AT 1304

```

```

9115.02      WRITE(W15,960)ITR,I          AT 1358
9116.02      WRITE(W5,960)ITR,I          AT 1382
9117.02  960  FORMAT(1X,'** ERROR - AFTER',I5,4X,'ITERATIONS CANNOT FIND',    AT 1409
9118.02      +' 1X,'INTERSECTION POINT BETWEEN TENSILE CRACK REGION AND'1X,
9119.02      +' HVORSLEV REGION. CHECK YOUR PARAMETERS FOR MODEL NO. 6'
9120.02      +' 1X,'- MAT ZONE NUMBER',I5,5X,(ROUTINE MSUB1)
9121.02      STOP                           AT 1514
9122.02      ENDIF
9123.01      GO TO   42
9124.01  C
9125.01  45 WRITE(W6,111)ANU,ITR          AT 152C
9126.01      PR(14,I)=ANU                 AT 1527
9127.01  111 FORMAT(1X,'RATIO PA/PU =',F10.3,3X,'AFTER ITERATIONS =',I5/     AT 1540
9128.01      +' 1X,PA - VALUE OF PE AT DEMARCTION      POINT OF TENSILE CRACK',
9129.01      +' 1X,REGION AND HVORSLEV REGION/1X,PU - CRITICAL STATE',
9130.01      +' 1X,'VALUE OF      PE')
9131.01  C
9132.01  100 CONTINUE
9133.01  200 CONTINUE
9134      RETURN
9135  922 FORMAT(/
9136      +' 10X,46HPROBLEM TYPE.....=I5/
9137      +' 10X,46HNUMBER OF MATERIALS.....=I5/
9138      +' 10X,46HNUMBER OF INCREMENT BLOCKS.....=I5/
9139      +' 10X,46HSTARTING INCR      NUMBER OF ANALYSIS.....=I5/
9140      +' 10X,46HFINISHING INCR NUMBER OF ANALYSIS.....=I5/
9141      +' 10X,46HNUMBER OF PRIMARY ELEMENT CHANGES.....=I5/
9142      +' 10X,46HOPTION TO UPDATE COORDINATES.....=I5/
9143      +' 10X,46HOPTION TO APPLY CORRECTING LOADS.....=I5/
9144      +' 10X,46HOPTION TO STOP/RESTART ANALYSIS.....=I5/
9145      +)
9146  924 FORMAT((120(1H)//          AT 18EA
9147      +' 10X,46HOPTION TO PRINT IN SITU STRESSES.....=I5/
9148      +' 10X,46HOPTION TO PRINT BOUNDARY CONDITIONS.....=I5/
9149      +' 10X,46HOPTION TO PRINT REACTIONS.....=I5/
9150      +' 10X,46HSTARTING VERTEX NODE NUMBER FOR OUTPUT.....=I5/
9151      +' 10X,46HFINISHING VERTEX NODE NUMBER FOR OUTPUT.....=I5/
9152      +' 10X,46HSTARTING MIDSIDE NODE NUMBER FOR OUTPUT.....=I5/
9153      +' 10X,46HFINISHING MIDSIDE NODE NUMBER FOR OUTPUT.....=I5/
9154      +' 10X,46HSTARTING ELEMENT NUMBER FOR OUTPUT.....=I5/
9155      +' 10X,46HFINISHING ELEMENT NUMBER FOR OUTPUT.....=I5/
9156      +' /120(1H)Y)
9157  925 FORMAT(1X,29HERROR IN NO. OF      INCREMENTS = ,I5,          AT 1865
9158      +' 4X,7HINCS = ,I5,4X,7HINCF = ,I5)
9159  927 FORMAT(1X,29HDETAILS OF INCREMENTS FOR      POST PROCESSING/1X,          AT 18D0
9160      +' 41(1H)/Y
9161      +' 1X,'NUMBER OF INCREMENTS WRITTEN TO DISK.....=,(I5)
9162  928 FORMAT(1X,22H3-DIMENSIONAL ANALYSIS)          AT 1C6D
9163  930 FORMAT(1X,21HPLANE STRAIN ANALYSIS)          AT 1C9E
9164  931 FORMAT(1X,22HAXI-SYMMETRIC ANALYSIS)         AT 1CCF
9165  932 FORMAT(//24H MATERIAL      PROPERTY TABLE          AT 1D00
9166      +' 1X,23(1H))
9167  933 FORMAT(4X,8HMAT TYPE,5X,1H1,11X,1H2,11X,1H3,11X,1H4,11X,1H5,          AT 1D47
9168      +' 11X,1H6,11X,1H7,11X,1H8,11X,1H9,11X,2H10)
9169  985 FORMAT(/          AT 1DD2
9170      +' 1X,(AN)ISO      1 E1      E2      V1      V2      ;
9171      +' G2      -      KW OR GW      BULK      PERM-X      ;
9172      +' PERM-Y      -      -      -      -      -      ;
9173      +' 1X,LIN ELS      2 EO      YO      M      BULK      V      ;
9174      +' -      -      KW OR GW      BULK      PERM-X      ;
9175      +' PERM-Y      -      -      -      -      -      ;
9176      +' 1X,MOD CAM      3 KAPPA      LAMBDA      ECS      M      ;
9177      +' G OR V      -      KW OR GW      BULK      PERM-X      ;
9178      +' PERM-Y      -      -      -      -      -      ;
9179      +' 1X,CAMCLAY      4 KAPPA      LAMBDA      ECS      M      ;
9180      +' G OR V      -      KW OR GW      BULK      PERM-X      ;
9181      +' PERM-Y      -      -      -      -      -      ;
9182      +' 1X,EL-PLAS      5 EO      V      C      PHI      ;
9183      +' YO      J      KW OR GW      BULK      PERM-X      ;
9184      +' PERM-Y      -      -      -      -      -      ;
9185      +' 1X,      -      -      -      -      -      ;
9186      +'      -      -      -      -      -      ;
9187  990 FORMAT(          AT 2117
9188      +' 1X,SCHO 6      KAPPA      LAMBDA      ECS      M      ;
9189      +' G OR V      -      KW OR GW      BULK      PERM-X      ;
9190      +' PERM-Y      -      -      -      -      -      ;
9191      +' 1X,      -      -      -      -      -      ;
9192      +' (PERM-XT)      (H)      (S)      -      -      -      ;
9193      +' 1X,BAR 8      E      V      A      -      -      ;
9194      +' -      -      -      -      -      -      ;
9195      +' -      -      -      -      -      -      ;
9196      +' 1X,BEAM 8      E      V      A      I      -      ;
9197      +' -      -      -      -      -      -      ;
9198      +' -      -      -      -      -      -      ;
9199      +' 1X,SLIP 8      C      PHI      KN      KS      ;
9200      +' KSRST      T      -      -      -      -      ;
9201      +' -      -      -      -      -      -      ;
9202      +'      -      -      -      -      -      ;
9203  936 FORMAT(1X,25,10E12.4/11X,10E12.4)          AT 23D2
9204  938 FORMAT(1X,32HINCREMENTS WRITTEN TO DISK.....=,10I5/)          AT 2403
9205      END

```

APÊNDICE 2:

Arquivo de entrada de dados do programa CRISP modificado.

Usar como referência página 3.29 de BRITTO (1991), parâmetros adicionados nesta implementação grafados em negrito:

S_y = rendimento específico,

P_{lim} = poropressão negativa limite,

F_{red} = fator de redução de permeabilidade,

Inc = incremento inicial para tratar linha freática,

Prof = profundidade fina da escavação em um bloco incremental.

record type	nº of records	data
por análise:		
A	1	title
B	1	link
C1	1	nplax, nmat, noib, incl, inc2, iprim, iupd, icor, isr, Sy, Plim, Fred, Inc
C2	1	insop, ibc, irac, nvos, nvof, nmof, nmof, nelos, nelos
C3	1	nincp
C4	1	inclist(1) ... inclst(nincp)
D	nmat	mat, nty, p(1) ... p(12)
E	nm	l(1) ... l(iprim)
F	1	insit, nni
G1	nin	ni, yn, v(1) ... v(nvrs)
G2	nel	il
G3	nip	var(1) ... var(nvrs)
H1	1	nlodi, nfixi, gravi
por bloco incremental:		
I	1/incr	ibno, inca, incb, ichel, nlod, ildf, nfix, nfbx, iout, iopt, dtime, itmf, dgrav, Prof
J	nch	l(1) ... l(ichel)
K	ns	r(1) ... r(noinc)
L	nlod	n, dfx, dfy, dfz
M	nfix	lne, nd1, nd2, ivar, ifx, v1, v3 ,v2
N	nfbx	nd, ivar, ifx, v

APÊNDICE 3:

Exemplo de arquivo de entrada do programa CRISP modificado.

```

analise parametrica
C
C-----RECORD B : LINK NUMBER
    101209
C
C-----RECORD C1 : ANALYSIS CONTROL PARAMETERS
C---NPLAX   NMAT    NOIB    INC1    INC2    IPRIM    IUPD    ICOR    ISR
      0        2       10       1      230       0        0        0        2     0.2   -20.
1000000.  2
C
C-----RECORD C2 : OUTPUT CONTROL PARAMETERS
C--  INSOP    IBC    IRAC    NVOS    NVOF    NMOS    NMOF    NELOS    NELOF
      1        0       1       1       1       0        0        1        1
C
C-----RECORD C3 : NO. OF INCS WRITTEN FOR PP
      0
C
C-----RECORD D : MATERIAL PROPERTIES
C
C-- MODIFIED CAM CLAY
C--      KAPPA      LAMBDA      ECS      M      G or V      -      gw or Kw      BULK
PERM-X      PERM-Y      -      -      -      -      -      -      -
1 3 0.2000E-01 0.8000E-01 0.1500E+01 0.860 0.1500E+05 0 0.1000E+02 0.2000E+02
0.500E-05 0.500E-05 0.000E+00 0.000E+00
C
C-- LINEAR ELASTIC
C--      E1      E2      v1      v2      G      -      gw or Kw      BULK
PERM-X      PERM-Y      -      -      -      -      -      -
2 1 0.2000E+08 0.2000E+08 0.2000E+00 0.200 0.8300E+07 0 0.0000E+00 0.2000E+02
0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00
C
C-----RECORD F : IN SITU STRESS OPTION
C      INSIT    NNI
      1        4
C
C-----RECORD G1 : IN SITU STRESS OPTION 1
C--REF PT      Y-CO      SIG-X'      SIG-Y'      SIG-Z'      TXY      PORE PR      VOID      PC
1      50.000      0.000      0.000      0.000      0.        0.00      0.        0.00
2      49.000      10.300     10.000     10.300      0.        10.00      0.        37.00
3      40.000      72.000     100.000    72.000      0.        100.00     0.        185.00
4      0.000      360.000    500.000    360.000      0.        500.00     0.        927.00
C
C-----RECORD H1 : IN SITU DETAILS
C----- NLODI    NFIXI    GRAVI
      0        76      1.00
C
C-----RECORD H3 : IN SITU DISPLACEMENT FIXITIES
C-- ELEM ND1    ND2    IVAR    IFX      V1      V2      V3
    7    13    14      1      1      0.000      0.000      0.000
    7    13    14      2      1      0.000      0.000      0.000
    8    14    15      1      1      0.000      0.000      0.000
    8    14    15      2      1      0.000      0.000      0.000
    9    15    16      1      1      0.000      0.000      0.000
    9    15    16      2      1      0.000      0.000      0.000
   14    16    23      1      1      0.000      0.000      0.000
   14    16    23      2      1      0.000      0.000      0.000
   15    23    24      1      1      0.000      0.000      0.000
   15    23    24      2      1      0.000      0.000      0.000
   35    24    52      1      1      0.000      0.000      0.000
   35    24    52      2      1      0.000      0.000      0.000
   36    52    53      1      1      0.000      0.000      0.000
   36    52    53      2      1      0.000      0.000      0.000
   37    53    54      1      1      0.000      0.000      0.000
   37    53    54      2      1      0.000      0.000      0.000
   38    54    55      1      1      0.000      0.000      0.000
   38    54    55      2      1      0.000      0.000      0.000
   39    55    56      1      1      0.000      0.000      0.000
   39    55    56      2      1      0.000      0.000      0.000
   57    56    79      1      1      0.000      0.000      0.000
   57    56    79      2      1      0.000      0.000      0.000
   58    79    80      1      1      0.000      0.000      0.000
   58    79    80      2      1      0.000      0.000      0.000
   59    80    81      1      1      0.000      0.000      0.000
   59    80    81      2      1      0.000      0.000      0.000
   60    81    82      1      1      0.000      0.000      0.000
   60    81    82      2      1      0.000      0.000      0.000
   60    82    78      1      1      0.000      0.000      0.000
   56    78    74      1      1      0.000      0.000      0.000
   52    74    70      1      1      0.000      0.000      0.000

```

92	70	115	1	1	0.000	0.000	0.000
88	115	111	1	1	0.000	0.000	0.000
84	111	107	1	1	0.000	0.000	0.000
106	107	130	1	1	0.000	0.000	0.000
120	130	145	1	1	0.000	0.000	0.000
134	145	160	1	1	0.000	0.000	0.000
151	160	179	1	1	0.000	0.000	0.000
170	179	200	1	1	0.000	0.000	0.000
198	200	230	1	1	0.000	0.000	0.000
194	230	226	1	1	0.000	0.000	0.000
226	226	260	1	1	0.000	0.000	0.000
222	260	256	1	1	0.000	0.000	0.000
254	256	290	1	1	0.000	0.000	0.000
250	290	286	1	1	0.000	0.000	0.000
285	286	324	1	1	0.000	0.000	0.000
281	324	320	1	1	0.000	0.000	0.000
309	320	348	1	1	0.000	0.000	0.000
305	348	344	1	1	0.000	0.000	0.000
336	344	375	1	1	0.000	0.000	0.000
332	375	371	1	1	0.000	0.000	0.000
328	371	367	1	1	0.000	0.000	0.000
269	305	309	1	1	0.000	0.000	0.000
272	309	313	1	1	0.000	0.000	0.000
275	313	275	1	1	0.000	0.000	0.000
241	275	279	1	1	0.000	0.000	0.000
244	279	245	1	1	0.000	0.000	0.000
213	245	249	1	1	0.000	0.000	0.000
216	249	215	1	1	0.000	0.000	0.000
185	215	219	1	1	0.000	0.000	0.000
188	219	189	1	1	0.000	0.000	0.000
161	189	193	1	1	0.000	0.000	0.000
164	193	168	1	1	0.000	0.000	0.000
142	168	172	1	1	0.000	0.000	0.000
145	172	153	1	1	0.000	0.000	0.000
128	153	138	1	1	0.000	0.000	0.000
114	138	123	1	1	0.000	0.000	0.000
100	123	100	1	1	0.000	0.000	0.000
78	100	63	1	1	0.000	0.000	0.000
46	63	25	1	1	0.000	0.000	0.000
16	25	29	1	1	0.000	0.000	0.000
19	29	33	1	1	0.000	0.000	0.000
22	33	1	1	1	0.000	0.000	0.000
1	1	5	1	1	0.000	0.000	0.000
4	5	9	1	1	0.000	0.000	0.000
7	9	13	1	1	0.000	0.000	0.000

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 1

IBNO	INCA	INCB	ICHEL	NLOD	ILDF	NFIX	NFXB	IOUT	IOPT	DTIME	ITMF	DGRAV
1	1	20	9	0	0	27	0	0	0	0.108E+07	0	0.0 47.5

C

C-----RECORD J :

C-----LIST OF ELEMENTS ADDED/REMOVED

269	270	271	272	273	274	275	276	277
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

C

C-----RECORD M : DISPLACEMENT/PORE PRESSURE FIXITIES

ELEM	ND1	ND2	IVAR	IFX	V1	V2	V3
60	82	78	3	2	0.000	0.000	0.000
56	78	74	3	2	0.000	0.000	0.000
52	74	70	3	2	0.000	0.000	0.000
92	70	115	3	2	0.000	0.000	0.000
88	115	111	3	2	0.000	0.000	0.000
84	111	107	3	2	0.000	0.000	0.000
106	107	130	3	2	0.000	0.000	0.000
120	130	145	3	2	0.000	0.000	0.000
134	145	160	3	2	0.000	0.000	0.000
151	160	179	3	2	0.000	0.000	0.000
170	179	200	3	2	0.000	0.000	0.000
198	200	230	3	2	0.000	0.000	0.000
194	230	226	3	2	0.000	0.000	0.000
226	226	260	3	2	0.000	0.000	0.000
222	260	256	3	2	0.000	0.000	0.000
254	256	290	3	2	0.000	0.000	0.000
250	290	286	3	2	0.000	0.000	0.000
285	286	324	3	2	0.000	0.000	0.000
281	324	320	3	2	0.000	0.000	0.000
309	320	348	3	2	0.000	0.000	0.000
305	348	344	3	2	0.000	0.000	0.000
336	344	375	3	2	0.000	0.000	0.000

332 375 371 3 2 0.000 0.000 0.000
 328 371 367 3 2 0.000 0.000 0.000
 241 275 276 3 2 -25.000 -25.000 0.000
 242 276 277 3 2 -25.000 -25.000 0.000
 243 277 278 3 2 -25.000 -25.000 0.000

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 2

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV
2 21 40 6 0 0 3 1 0 0 0.108E+07 0 0.0 45.0

C

C-----RECORD J :

C-----LIST OF ELEMENTS ADDED/REMOVED

241 242 243 244 245 246

C

C-----RECORD M : DISPLACEMENT/PORE PRESSURE FIXITIES

C-- ELEM ND1 ND2 IVAR IFX V1 V2 V3
213 245 246 3 2 -50.000 -50.000 0.000
214 246 247 3 2 -50.000 -50.000 0.000
215 247 248 3 2 -50.000 -50.000 0.000

C-----RECORD N :

C-----LIST OF NOS FIXADOS

248 1 1 0.

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 3

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV
3 41 60 6 0 0 3 0 0 0 0.108E+07 0 0.0 42.5

C

C-----RECORD J :

C-----LIST OF ELEMENTS ADDED/REMOVED

213 214 215 216 217 218

C

C-----RECORD M : DISPLACEMENT/PORE PRESSURE FIXITIES

C-- ELEM ND1 ND2 IVAR IFX V1 V2 V3
185 215 216 3 2 -75.000 -75.000 0.000
186 216 217 3 2 -75.000 -75.000 0.000
187 217 218 3 2 -75.000 -75.000 0.000

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 4

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV
4 61 80 6 0 0 3 1 0 0 0.108E+07 0 0.0 40.0

C

C-----RECORD J :

C-----LIST OF ELEMENTS ADDED/REMOVED

185 186 187 188 189 190

C

C-----RECORD M : DISPLACEMENT/PORE PRESSURE FIXITIES

C-- ELEM ND1 ND2 IVAR IFX V1 V2 V3
161 189 190 3 2 -100.000 -100.000 0.000
162 190 191 3 2 -100.000 -100.000 0.000
163 191 192 3 2 -100.000 -100.000 0.000

C-----RECORD N :

C-----LIST OF NOS FIXADOS

192 1 1 0.

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 5

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV
5 81 100 6 0 0 3 0 0 0 0.108E+07 0 0.0 37.5

C

C-----RECORD J :

C-----LIST OF ELEMENTS ADDED/REMOVED

161 162 163 164 165 166

C

C-----RECORD M : DISPLACEMENT/PORE PRESSURE FIXITIES

C-- ELEM ND1 ND2 IVAR IFX V1 V2 V3
142 168 169 3 2 -125.000 -125.000 0.000
143 169 170 3 2 -125.000 -125.000 0.000
144 170 171 3 2 -125.000 -125.000 0.000

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 6

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV
6 101 120 6 0 0 3 1 0 0 0.108E+07 0 0.0 35.0

C

C-----RECORD J :

C-----LIST OF ELEMENTS ADDED/REMOVED

142 143 144 145 146 147

C

C-----RECORD M : DISPLACEMENT/PORE PRESSURE FIXITIES

C-- ELEM ND1 ND2 IVAR IFX V1 V2 V3

128	153	154	3	2	-150.000	-150.000	0.000
129	154	155	3	2	-150.000	-150.000	0.000
130	155	156	3	2	-150.000	-150.000	0.000

C-----RECORD N :

C-----LIST OF NOS FIXADOS

156	1	1	0.
-----	---	---	----

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 7

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV

7	121	140	3	0	0	3	0	0	0	0.108E+07	0	0.0	32.5
---	-----	-----	---	---	---	---	---	---	---	-----------	---	-----	------

C

C-----RECORD J :

C-----LIST OF ELEMENTS ADDED/REMOVED

128	129	130
-----	-----	-----

C

C-----RECORD M : DISPLACEMENT/PORE PRESSURE FIXITIES

C-- ELEM ND1 ND2 IVAR IFX V1 V2 V3

114	138	139	3	2	-175.000	-175.000	0.000
115	139	140	3	2	-175.000	-175.000	0.000
116	140	141	3	2	-175.000	-175.000	0.000

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 8

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV

8	141	160	3	0	0	3	0	0	0	0.108E+07	0	0.0	30.0
---	-----	-----	---	---	---	---	---	---	---	-----------	---	-----	------

C

C-----RECORD J :

C-----LIST OF ELEMENTS ADDED/REMOVED

114	115	116
-----	-----	-----

C

C-----RECORD M : DISPLACEMENT/PORE PRESSURE FIXITIES

C-- ELEM ND1 ND2 IVAR IFX V1 V2 V3

114	123	124	3	2	-200.000	-200.000	0.000
115	124	125	3	2	-200.000	-200.000	0.000
116	125	126	3	2	-200.000	-200.000	0.000

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 9

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV

9	161	200	0	0	0	0	0	0	0	0.864E+07	0	0.0	30.0
---	-----	-----	---	---	---	---	---	---	---	-----------	---	-----	------

C=====

C

C-----RECORD I : INCREMENT BLOCK NUMBER = 10

C-- IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX NFXB IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV

10	201	230	0	0	0	0	0	0	0	0.259E+08	0	0.0	30.0
----	-----	-----	---	---	---	---	---	---	---	-----------	---	-----	------

C===== END OF MPD FILE =====