

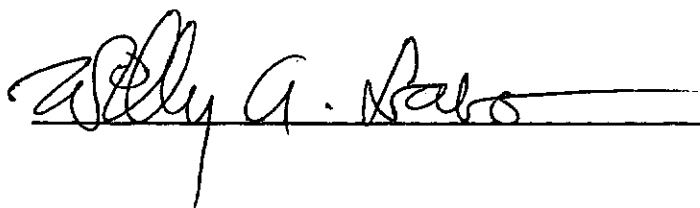
SIMULAÇÃO DE ESCAVAÇÃO ESCORADA POR MEIO  
DE ELEMENTOS ISOPARAMÉTRICOS

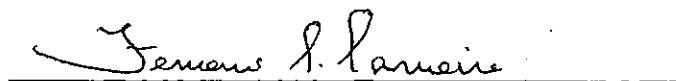
*Mitsuo Tsutsumi*

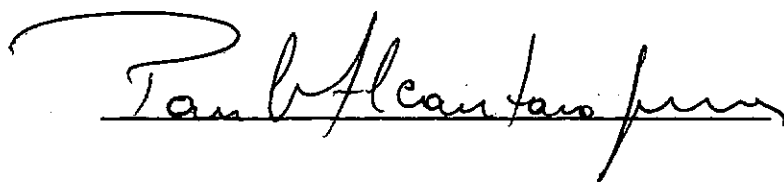
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE  
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE  
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO  
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)

Aprovada por:

  
Presidente







À minha mãe  
e meus irmãos

AGRADECIMENTOS

Pelas oportunidades, incentivos e colaborações:

- COPPE/UFRJ

- CNPq

- Aos Professores: FERNANDO LUIS LOBO CARNEIRO

WILLY ALVARENGA LACERDA

PATRICK PICHAVANT

- NCE/UFRJ e RDC-PUC

- Aos amigos e colegas, em especial a:

JORGE FUJII

ÁLVARO DA COSTA MAIA

RAYMUNDO DORIA SOARES

Agradeço ao Professor NELSON FRANCISCO FAVILLA EBECKEN  
pela amizade e eficiente orientação.

## SUMÁRIO

O presente trabalho consiste na automatização do Método dos Elementos Finitos para a análise de escavações escoradas ou não em maciço terroso.

Os aspectos gerais de simulação de escavação são focalizados, levando-se em conta a não linearidade física do solo, a possibilidade de existência de estruturas de suporte, e os efeitos provocados por variações de temperatura.

A análise é conduzida por meio de processo incremental, podendo simular qualquer sequência de construção.

A implementação do elemento isoparamétrico quadrático fornece considerável flexibilidade ao programa desenvolvido.

Algumas comparações são apresentadas ressaltando-se as principais características decorrentes de aplicações práticas.

ABSTRACT

The present dissertation consists in the elaboration of a computer program applying the Finite Element Method for the analysis of excavations in soils, strutted or not.

The general aspects of excavations simulation are discussed, taking into account the non-linear behavior of soil, the possibility of supporting structures and effects due temperature variations.

An incremental analysis is made, which is able to simulate any construction sequence.

The isoparametric quadratic element used confers considerable flexibility to the program.

Some comparisons with actual cases are made.

## ÍNDICE

Capítulos:		Página
	INTRODUÇÃO.....	1
I	O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADOS ÀS ESCAVAÇÕES.....	2
	1) Idealização estrutural do meio.....	2
	2) Tensões iniciais do solo.....	3
	3) Representações das propriedades do solo.....	4
	4) Implementação da formulação consistente.....	12
II	SIMULAÇÃO DA ESCAVAÇÃO.....	13
	1) Escavação escorada.....	15
	2) Limitações dos processos utilizados.....	15
	3) Comentários.....	17
III	PROCESSO DE SIMULAÇÃO UTILIZADO.....	19
IV	ELEMENTO IMPLEMENTADO.....	22
	1) Elemento isoparamétrico quadrático.....	22
	2) Vetor de cargas consistentes.....	24
	3) Representação do diagrama tensão-deformação....	26
V	ESTRUTURA DO PROGRAMA.....	39
VI	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	42
	CONCLUSÕES.....	66
	SUGESTÕES.....	68
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	71
	SIMBOLOGIA.....	76
	APÊNDICE A.....	78
	APÊNDICE B.....	87

## INTRODUÇÃO

A aplicação do Método dos Elementos Finitos em Problemas de Mecânica dos Solos e das Rochas seguiu imediatamente ao desenvolvimento da aplicação do Método em Engenharia Aeroespacial Estrutural. Enquanto nestas aplicações as propriedades dos materiais (aço, concreto, etc.) são razoavelmente bem definidas, o mesmo não acontece em Mecânica dos Solos, onde as propriedades dos materiais geológicos raramente podem ser perfeitamente representadas para serem incorporadas num esquema de solução numérica. Muitas dificuldades aparecem oriundas de diversos fatores: tensões residuais, descontinuidades tais como juntas e fissuras, heterogeneidade, etc. É muito difícil abranger todas características que ocorrem e levar em conta todos os fatores possíveis; muitas das aplicações tem sido realizadas adotando-se esquemas relativamente simples, obtendo-se ainda assim soluções satisfatórias, desde que se tenha em vista as hipóteses adotadas.

Apesar destas limitações, o Método dos Elementos Finitos tem sido largamente empregado. A sua grande utilização é devida a inúmeras vantagens que oferece quando comparado com os processos clássicos de resolução.

Baseado em experiências realizadas por muitos pesquisadores ( 1, 3, 4, 6, 9, 12, 13, 16, 17), o presente trabalho apresenta uma análise de tensões e deslocamentos no entorno de uma escavação escorada ou não, confrontando-se os resultados obtidos com os de outros processos. Apresenta ainda, algumas descrições de desenvolvimento e aplicação do Método dos Elementos Finitos em Mecânica dos Solos, conceitos teóricos básicos para automatização, esquemas úteis à formulação e discussão da caracterização do material.

## C A P Í T U L O

## 1

## O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO ÀS ESCAVAÇÕES

A maioria das aplicações do Método dos Elementos Finitos em Mecânica dos Solos tem sido feita adotando-se ou modificando-se formulações em programas desenvolvidos para Mecânica Estrutural e Contínua.

O conceito básico da técnica da resolução dos problemas de geotecnia, consiste na esquematização de quatro componentes fundamentais:

- Idealização estrutural do meio;
- Determinação das tensões iniciais do solo;
- Representação das propriedades do solo;
- Implementação de formulação consistente.

## 1) IDEALIZAÇÃO ESTRUTURAL DO MEIO

A idealização deve ser feita de tal forma que um conjunto de elementos finitos represente o meio. Quando as condições geológicas são relativamente simples, pode-se representar a geometria do maciço muito precisamente. Em casos contrários, deve-se usar da experiência para se chegar a uma representação simplificada do local, a qual contém as características que se supõe essenciais à análise do problema. O resultado final dependerá em gran-

de parte dessa idealização.

Não existe uma regra geral para determinar o número de pontos nodais que deve possuir um determinado modelo de análise. No entanto, a profundidade final da escavação, a largura da escavação e as estruturas de suporte ocupam posições pré-fixadas. As maiores dificuldades são a escolha do número e tamanho dos elementos e as fronteiras do maciço a ser estudado. Deve-se sempre levar em conta, o tempo de computação, a continuidade das propriedades do material dentro de um elemento, a sequência e o número de etapas. A linha de pontos nodais precisa sempre estar presente no nível de cada estágio de escavação.

## 2) TENSÕES INICIAIS DO SOLO

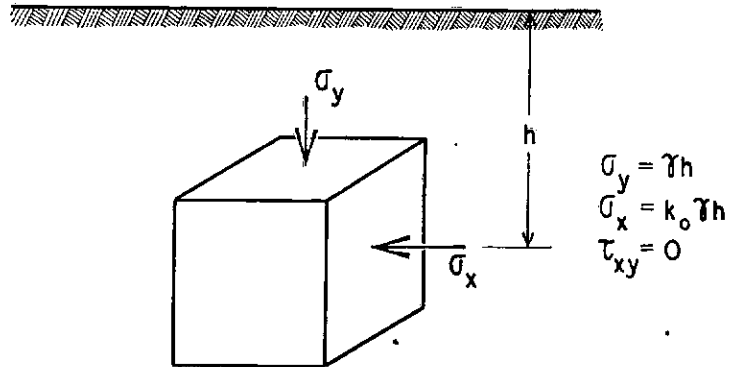
É de extrema importância o conhecimento das tensões iniciais do solo por duas razões:

a) O processo incremental para simular uma escavação, que será descrito posteriormente, envolve tensões ao longo do contorno da escavação. Assim sendo, as cargas aplicadas para simular a escavação acarretam um alívio dessas tensões.

b) O comportamento tensão-deformação depende das tensões no solo.

O cálculo do estado inicial das tensões se faz, em geral admitindo-se que as tensões principais são verticais e horizontais sendo que a tensão vertical ( $\sigma_y$ ) é igual à pressão de sobrecarga, e a tensão horizontal ( $\sigma_x$ ) igual ao produto entre pressão vertical e o coeficiente de empuxo lateral em repouso ( $K_0$ ) Fig. 1.1. O valor de  $K_0$  é estimado através de relações empíricas, ensaios de laboratórios em amostras indeformadas ou ensaios "in situ". Evidentemente os valores obtidos pelos ensaios são mais precisos (5).

Determinar tensões iniciais do solo em superfícies planas e horizontais, baseadas nas considerações acima é relativamen-



### TENSÕES INICIAIS DO SOLO

Figura 1.1

te fácil. Em superfícies não horizontais, o estado inicial de tensões pode ser estimado baseado na condição de equilíbrio e história geológica do local. Para condições geométricas muito complexas, as tensões que satisfazem o equilíbrio podem ser calculadas usando a análise de elementos finitos.

### 3) REPRESENTAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO SOLO

Como já ressaltado anteriormente, um dos mais difíceis e mais importantes aspectos para qualquer análise de tensões e movimentos por elementos finitos em maciços terrosos é a representação das características do solo.

Uma representação perfeita das relações tensão-deformação deve envolver quaisquer características do solo, tais como, composição mineralógica, peso próprio, umidade, nível de tensão, deformação inicial, drenagem, etc. Num dado problema, nem todos os fatores tem influência preponderante; deve-se então escolher apenas os parâmetros essenciais.

Os fatores que podem ser incluídos no modelo matemático são: dependência da trajetória das tensões, dilatância, anisotropia, drenagem, "creep", etc.

Muitos modelos tem sido propostos em Mecânica dos Solos, cada qual adaptando-os em situações particulares: modelo elástico linear (isótropo), modelo não linear (isótropo), modelo elasto-plástico, etc.

Em muitos casos os estudos mais convenientes dos solos são feitos por meio de ensaios de laboratório em amostras indeformadas. Existem porém dois tipos de dificuldades na incorporação dos resultados de tais ensaios nas análises de elementos finitos. A primeira, é a obtenção de dados reproduzíveis para quaisquer tipos de solos naturais (a variação das propriedades de ponto para ponto, e o inevitável efeito da perturbação nas amostras conduzem a dispersão nos resultados dos ensaios de laboratório); e a segunda, é a dificuldade de representar os aspectos importantes do comportamento tensão-deformação, tais como a não linearidade, dependência do caminho das tensões, dilatância, deformações plásticas, "creep", etc.

O grau de sofisticação e refinamento, da representação da curva tensão-deformação, é justificado em função da dispersão dos dados de laboratório, intensidade das tensões no solo e a finalidade da análise. Existem duas maneiras básicas para simular uma curva, determinada por um conjunto de dados de ensaio: digital e funcional. Na forma funcional, a curva é aproximada por uma função matemática, como a hipérbole, parábola, fórmula (de interpolação) de Lagrange, função "spline", etc. As funções hiperbólicas e funções "spline", tem sido muito usadas recentemente (20,21,23), e forneceram resultados experimentais e práticos concordantes. Na forma digital, a curva é aproximada por um determinado número de segmentos retos, definidos pelas coordenadas das respectivas extremidades. Os módulos são computados em função da inclinação da corda que une os dois pontos consecutivos da curva tensão deformação.

Problemas não lineares podem ser resolvidos valendo-se de: processos incrementais, processos iterativos e processos iterativos por etapas ou mistos.

O processo incremental pode ser empregado em qualquer tipo de modelo e análise sequencial, pois os valores dos parâmetros são ajustados para cada sequência de etapas. Assim o comportamento não linear pode ser realmente aproximado.

A representação matricial do processo é:

$$[k_{i-1}] \{\Delta q_i\} = \{\Delta Q_i\} \quad \text{sendo } i = 1, 2, 3, \dots, m$$

onde  $m$  = número de incrementos componentes da subdivisão da carga total do sistema

$\Delta$  = incremento

$k$  = rigidez tangente

$$[k_{i-1}] = [k_{i-1} (\{q_{i-1}\}; \{Q_{i-1}\})] \quad \text{onde}$$

$i$  = etapa .

A carga total é dividida em incrementos  $\{\Delta Q\}$ , é as cargas, deslocamentos, tensões e deformações são acumuladas após cada carregamento incremental. Ou seja,

$$\{Q_i\} = \{Q_0\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta Q_j\}$$

$$\{q_i\} = \{q_0\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta q_j\}$$

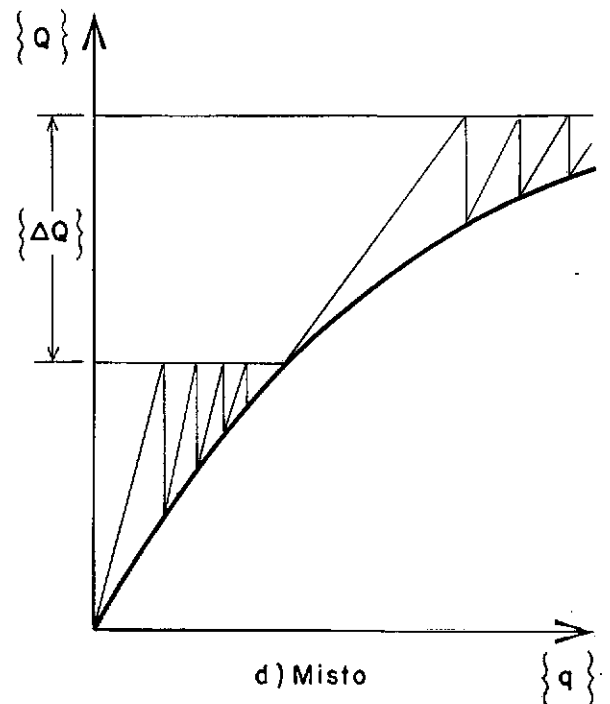
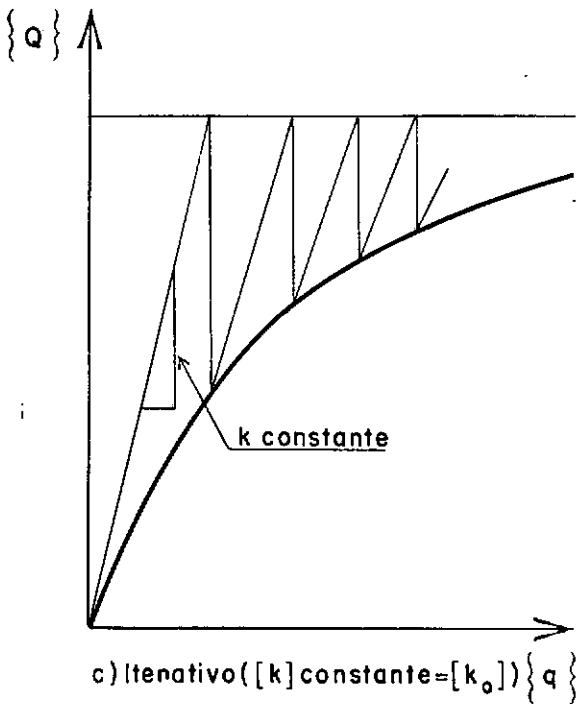
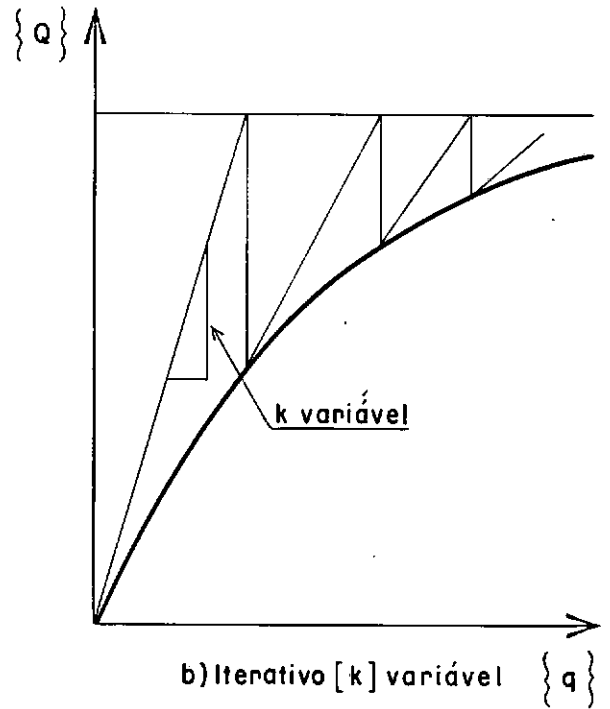
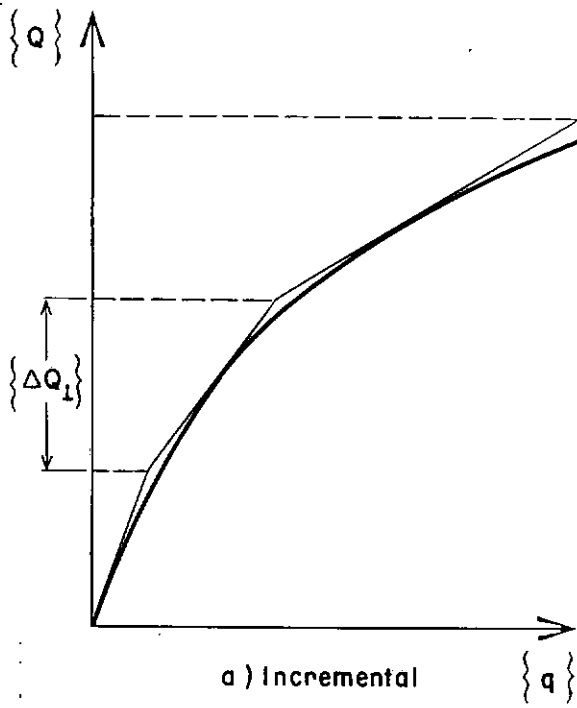
$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_0\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta \sigma_j\}$$

$$\{\epsilon_i\} = \{\epsilon_0\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta \epsilon_j\}$$

onde o índice "o" indica a quantidade inicial. O processo incremental é representado na Fig. 1.2a.

O processo iterativo, Fig. 1.2b, é expresso como:

$$[k_i] \{\Delta q_i\} = \{Q_i\}. \quad \text{Este processo, como indicado na figura, pode}$$



ESQUEMAS PARA SOLUÇÕES NÃO LINEARES

Figura 1.2

ser automatizado por iterações com  $[k]$  variável (Fig. 1.2b) ou  $[k]$  fixo (Fig. 1.2c) igual ao valor inicial  $[k_0]$  (Método de Newton-Raphson e Newton-Raphson Modificado).

No processo misto, a carga total é aplicada em pequenos incrementos, no qual após cada carregamento se faz iterações (Fig. 1.2d).

### 3.1) FATORES QUE CONTROLAM O COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Os fatores que influenciam o comportamento tensão-deformação, foram subdivididos em duas categorias: composicionais e do meio.

Fatores composicionais exercem controle fundamental sobre o comportamento do solo como por exemplo: densidade, umidade, arranjo estrutural das partículas, etc. Até a presente data, não existe ainda nenhuma formulação explícita dos efeitos dos fatores composicionais. Isto é devido à dificuldade de se obter amostras para ensaios em laboratório que representem exatamente as condições do solo no campo.

Os fatores do meio incluem todas as condições relativas ao tipo do carregamento a que o solo está submetido, tal como a intensidade da pressão confinante, amplitude das deformações, tipo de variação das tensões devido ao carregamento primário, descarregamento e recarregamento, orientação das tensões relativas à anisotropia, duração da carga aplicada ou velocidade da deformação, etc.

#### 3.1.1 ) UMIDADE

Foram desenvolvidos (5) processos para executar análises por elementos finitos representando a contração do solo granular devido ao umedecimento. Para isso utilizaram-se os resultados de ensaio triaxiais-de laboratório em amostras secas ou úmidas obtendo-se parâmetros da curva tensão-deformação, correspondente às diferen

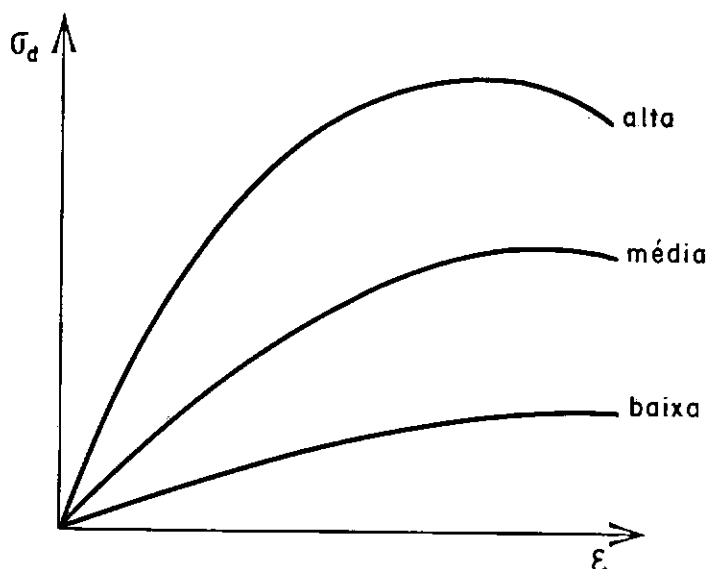
tes valores e duração de carregamento.

### 3.1.2 ) "CREEP"

Watt desenvolveu um processo de elementos finitos para análise de "creep", baseado nas propriedades medidas em testes de laboratório em amostras não drenadas, supondo essas propriedades lineares. Esse processo poderia ser estendido aos estudos não lineares.

### 3.1.3 ) EFEITO DA PRESSÃO CONFINANTE

O comportamento não linear da curva tensão-deformação do solo é afetado pela intensidade da pressão confinante, conforme a Fig. 1.3 .



VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO COM A TENSÃO CONFINANTE

Figura 1.3

Os resultados dos ensaios de laboratórios demonstraram que as inclinações das curvas tensão-deformação e os valores das tensões de desvios máximas, normalmente crescem com o acréscimo das tensões confinantes. Uma exceção ocorre no caso de ensaio U-U (não

drenado - não adensado) nos solos coesivos, onde as características da curva não são afetados pela intensidade da pressão confinante.

Diversos autores ( 8, 13, 20, 22, 23) desenvolveram equações empíricas para representar os efeitos da pressão confinante. Foram estudadas também a determinação dos valores apropriados do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para uso na análise de elementos finitos. Para condição de análise não-drenada de argilas saturadas, o valor de  $\nu$  é escolhido como sendo aproximadamente 0,5, para ser consistente com a estabilidade numérica dos cálculos.

Para condições drenadas ou não drenadas em solos parcialmente saturados, os valores de  $\nu$  tem sido algumas vezes estimado pela relação  $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ .  $K_0$  é expresso em termos de tensões efetivas ou totais conforme a análise seja por tensões efetivas ou totais, respectivamente. O valor de  $K_0$  nem sempre é representado realisticamente, pois depende de muitos fatores, como pré-adensamento, falhas, dobras e outros efeitos tectônicos. Para um solo normalmente adensado,  $K_0$  é menor que 1, enquanto que para maços com dobras ou solos muito pré-adensados  $K_0$  pode ser muito maior que a unidade. Uma maneira prática para se estimar o valor de  $K_0$  é através de ensaios no campo utilizando instrumentação adequada. Entretanto, muitas aplicações do Método dos Elementos Finitos em Solos tem sido feitas adotando-se  $K_0$  determinado pela teoria da elasticidade.

Dados da variação de volume das amostras em ensaios triaxiais tem sido usados como base nos cálculos do coeficiente de Poisson ( 1,4,5,6,8,9,10,21,25). Estes estudos mostraram que os valores de  $\nu_{tang}$  (coeficiente de Poisson tangente), aumentam com o aumento da deformação cisalhante e decrescem com o aumento da tensão confinante.

### 3.1.4 ) Deformações Plásticas

Os valores das deformações plásticas são fundamentalmen-

te diferentes daqueles obtidos baseados na lei de Hooke generalizada, onde os módulos de elasticidade utilizados são ajustados em função da intensidade da pressão confinante e amplitude das deformações. A diferença fundamental baseia-se no fato de que as deformações plásticas dependem da intensidade da tensão, ao passo que as deformações elásticas dependem da variação da tensão. Os estudos teóricos ou experimentais indicam que o comportamento não linear de tensão-deformação pode ser aproximado pelo modelo elasto-plástico, o qual representa os dois tipos de deformações. Vários processos estão sendo desenvolvidos enfrentando-se uma série de dificuldades ( 5,6 ).

### 3.1.5 ) ANISOTROPIA

A representação do comportamento tensão-deformação do solo, baseia-se normalmente em material isotrópico. Análises por elementos finitos mostram que os deslocamentos causados pelas escavações podem ser acentuadamente afetados pela anisotropia. Alguns autores desenvolveram programas de computador para análises não lineares de materiais anisotrópicos baseados em ensaios de compressão e tração em laboratórios, e os utilizaram nas análises de atêrros sobre argila mole e escavações em argilas (5).

### 3.1.6 ) TENSÕES RESIDUAIS

A existência de um estado de tensões não nulas antes do carregamento do meio geológico pode afetar significativamente os comportamentos subsequentes das deformações.

Tensões residuais podem ser definidas como tensões tectônicas existentes na crosta da terra ou componentes de tensões de auto-equilíbrio que permanece na estrutura quando um agente externo atuante é removido.

### 3.2) RUPTURA DO SOLO

Para melhor compreensão da relação tensão-deformação é necessário investigar as diferentes teorias de rupturas dos solos. Recentemente, tem-se realizado pesquisas teóricas e experimentais para propor um critério satisfatório de ruptura: Von Mises, Tresca e Mohr-Coulomb, que foram adaptados para solos coesivos. O critério de Mohr-Coulomb despreza a influência da tensão principal intermediária na ruptura, e segundo Bishop e outros (28) essa teoria parece ser satisfatória para solos não coesivos.

### 4) IMPLEMENTAÇÃO DA FORMULAÇÃO CONSISTENTE

Nos primeiros estágios de desenvolvimento foram utilizadas formulações denominadas "Métodos Diretos". Na análise estrutural, o uso do coeficiente de rigidez da diretamente as relações entre forças e deslocamentos. O uso do Princípio Variacional permitiu a generalização do método trazendo inúmeras vantagens. Embora seja conveniente, nem sempre é essencial. Para problemas particulares pode ser vantajoso utilizar outros métodos, como o dos resíduos ponderados.

#### 4.1) PROCESSOS VARIACIONAIS

A mecânica estrutural utiliza-se de três princípios básicos para a análise das tensões: princípio da energia potencial mínima, princípio da energia complementar mínima e princípio misto, de Hellinger-Reissner, cujas incógnitas que se adotam são, respectivamente, deslocamentos, tensões, deslocamentos e tensões; sendo por isso, denominados também por modelos de deslocamentos, de equilíbrio e misto (5).

## CAPÍTULO

## 2

## SIMULAÇÃO DA ESCAVAÇÃO

A escavação é simulada em análise de elementos finitos aplicando-se cargas ao longo do contorno exposto pela escavação, estatisticamente equivalente mas de sentido oposto às tensões causadas pelo maciço removido.

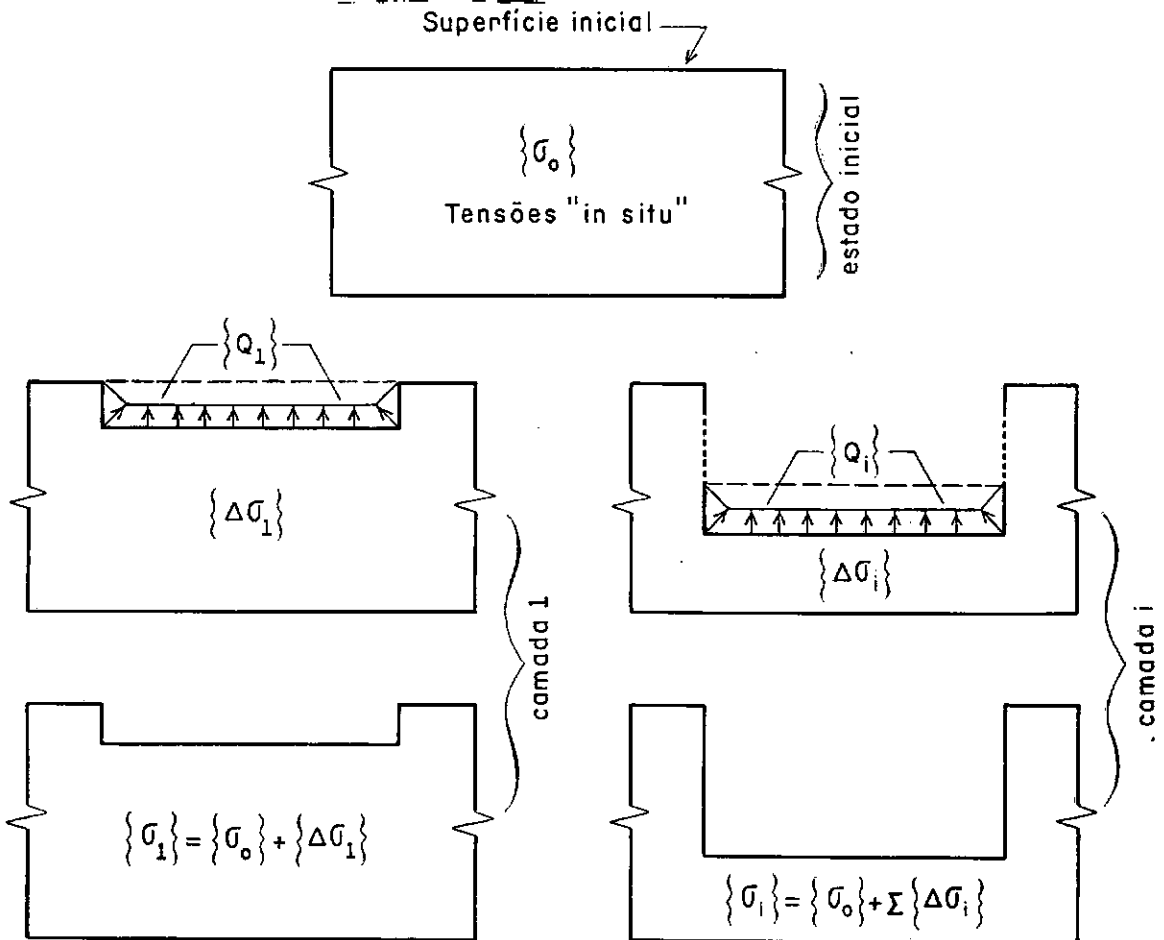
Os primeiros estudos conduziram a inúmeras dificuldades na determinação das forças equivalentes, que eram calculadas a partir das tensões no centro do elemento, e não no contorno entre pontos nodais. Clough e Duncan(3) desenvolveram um processo de interpolação bi-dimensional para determinar as tensões na fronteira, o qual é largamente usado. Em regiões de altos gradientes de tensões, qualquer processo de interpolação está sujeito à imprecisão numérica. Christian e Wong (16) mostraram que os erros podem ser significantes, especialmente no limite entre solo e estrutura de suporte.

Chandrasekaran e King (17) desenvolveram um processo de cálculo no qual se obtém as forças equivalentes em qualquer ponto do maciço a partir do produto entre coeficientes de rigidez adequados do elemento e os deslocamentos dos pontos nodais.

A simulação da escavação é feita por etapas. Durante cada etapa, o solo é tratado com um material elástico, porém com valores dos módulos de elasticidades e coeficientes de Poisson dependentes do nível das tensões naquela região. Quando a tensão cisalhante máxima é maior ou igual à resistência admissível ao cisalhamento, admite-se que o solo atingiu o estado de ruptura e os parâmetros se reduzem (ou se anulam) para etapas subsequentes da análise. Desta forma o solo se deforma livremente após a ruptura sem variação significativa nas tensões.

Esquemáticamente, a simulação de uma escavação é representada na Fig. 2.1.

No caso de simulação de escoramento, deve-se instalar a estronca numa etapa conveniente e efetuar os devidos carregamentos.



ESQUEMA DE UMA ESCAVAÇÃO

Figura 2.1

## 1 ) ESCAVAÇÃO ESCORADA

Uma das grandes dificuldades de simular uma escavação escorada está na análise das deformações de um meio composto por interfaces. Mesmo que possam ocorrer deslocamentos relativamente grandes na direção tangencial à interface, tem sido utilizado o elemento unidimensional em problemas de interação solo-estrutura .

As aplicações do Método dos Elementos Finitos em escavações escoradas são inúmeras. Uma das primeiras, por Morgenstern e Eisenstein (2), utilizando análise linear elástica mostrou que a distribuição de pressão em um muro de arrimo estático pode diferir da distribuição da pressão em repouso.

Palmer e Kenney (1) fizeram um estudo paramétrico dos movimentos e empuxos nas estruturas temporárias de contenção em argilas, usando comportamento tensão-deformação bi-linear. Concluíram que o módulo de elasticidade do solo, rigidez da estronca e rigidez da estrutura foram os parâmetros mais importantes que influem nos deslocamentos.

Cole e Burland (6) usaram o Método dos Elementos Finitos para determinar os valores do módulo de elasticidade para argilas, baseados em movimentos observados em torno de uma escavação escorada. Com os resultados obtidos estenderam à aplicações em outros locais.

## 2) LIMITAÇÃO DOS PROCESSOS UTILIZADOS

Os defeitos básicos nos processos discutidos anteriormente são devido ao comportamento do solo ser baseado em ensaios triaxiais convencionais ou ensaios odométricos, os quais não simulam com precisão as condições de campo.

Como já foi descrito, o modelo incremental da curva tensão-deformação é vantajoso, porém existem vários fatores de imprecisão; os principais são:

## 2.1) DILATÂNCIA

Dilatância é a propriedade do material caracterizada pelo aumento de volume em função da variação da tensão cisalhante.

Quando se faz a hipótese de que o material obedece à forma incremental da lei generalizada de Hooke, está implícito que esse material não é dilatante. Sabe-se que a dilatância é uma característica importante do comportamento da maioria dos solos. A inclusão desse fenômeno nos modelos de curvas tensão-deformação requer a adoção de modelos mais complexos.

## 2.2 ) TENSÃO PRINCIPAL INTERMEDIÁRIA

O comportamento tensão-deformação medido em ensaios triaxiais convencionais corresponde à condição de que duas das três tensões principais são iguais, o que não corresponde as condições de carregamento no campo. Ensaio especiais de laboratório tem, mostrado que quando se considera a tensão principal intermediária as características tensão-deformação e resistência podem ser bastante diferentes.

## 2.3 ) TRAJETÓRIA DAS TENSÕES

O modelo incremental não representa precisamente o comportamento tensão-deformação do solo, quando sujeito a uma determinada trajetória das tensões. Por exemplo, consideremos um ensaio triaxial convencional numa amostra de areia submetida a um carregamento axial, a uma certa tensão confinante. Se essa tensão confinante for reduzida mantendo-se a carga axial, a amostra poderia comprimir axialmente e expandir lateralmente, antes de se romper. As deformações calculadas usando modelo incremental de tensão-deformação poderiam indicar expansão em todas as direções devido à redução da pressão confinante. Além disso, utilizam-se apenas uma trajetória de tensões para caracterizar o comportamento de todo

o maciço. A forma ideal, seria que cada elemento seguisse trajetórias de tensões distintas em função do carregamento submetido. Isto é impraticável devido às limitações das técnicas analíticas e experimentais.

### 3) COMENTÁRIOS

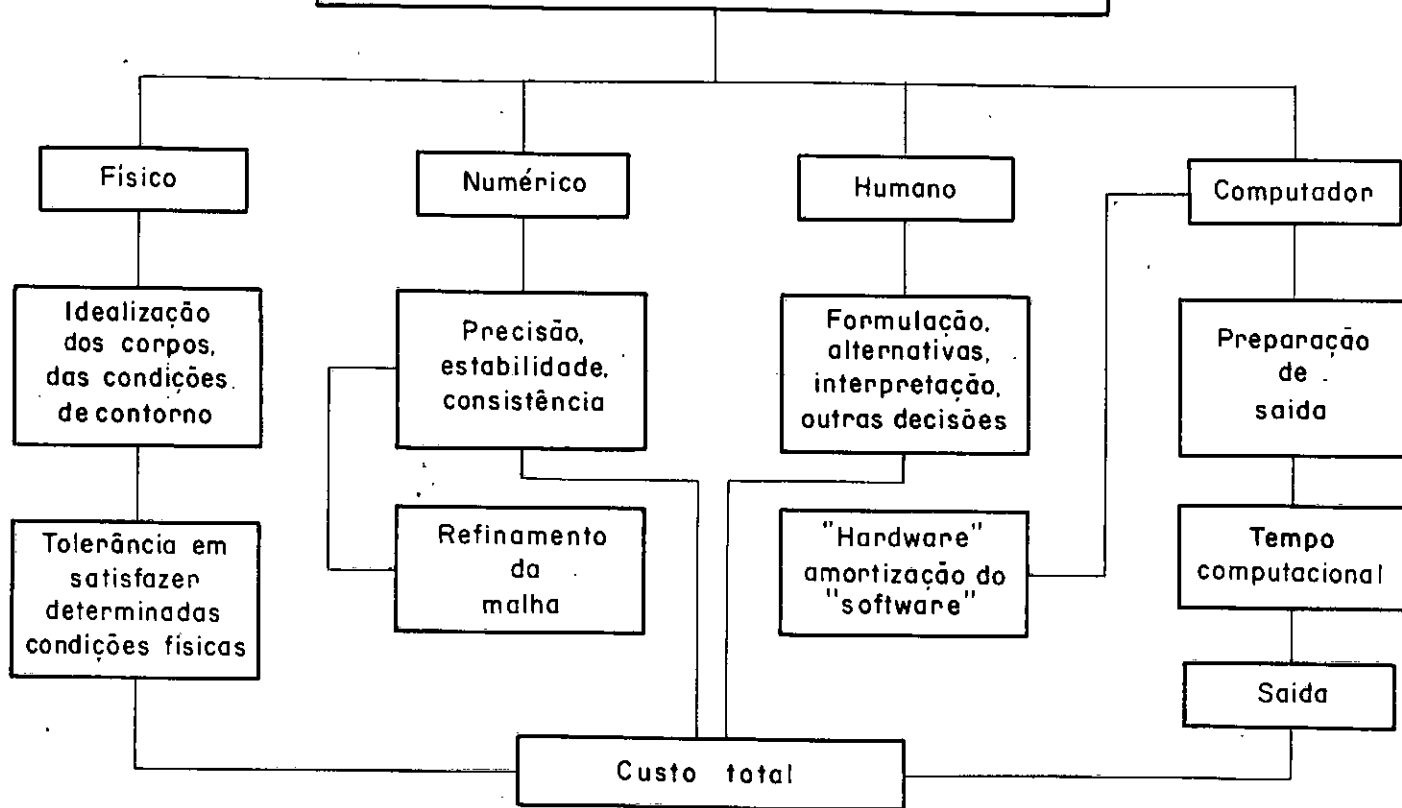
O Método dos Elementos Finitos apresenta inúmeras aplicações práticas: avaliação de estruturas existentes, análise de pós-ruptura, controle e previsão durante as construções, análise e locação de instrumentação, avaliação das propriedades do material, estudo paramétrico, interpretação e avaliação dos ensaios de laboratório, etc. No entanto, devemos reconhecer a limitação do método e evitar usá-lo em determinados problemas para o qual outros métodos convencionais são mais convenientes e econômicos.

Para solucionarmos um determinado problema pelo Método dos Elementos Finitos, devemos inicialmente estabelecer quais os principais fatores que influenciam no desenvolvimento e na escolha do esquema correto e econômico.

#### 3.1) FATORES QUE AFETAM O ESQUEMA ECONÔMICO

O esquema econômico para solução de problemas baseia-se no uso eficiente do computador. Para isso deve utilizar-se de um método adequado para solução do sistema de equações, geração automática de dados, apresentação de dados, etc. Deve-se levar em conta o aspecto físico do problema, como a idealização do meio, condições de contorno, continuidades de deformações, etc. Além disso temos que considerar a precisão, estabilidade e consistência numérica causada pela malha de elementos finitos escolhida. Um esquema desses fatores é apresentado a seguir.

Fatores que afetam na solução por elementos finitos



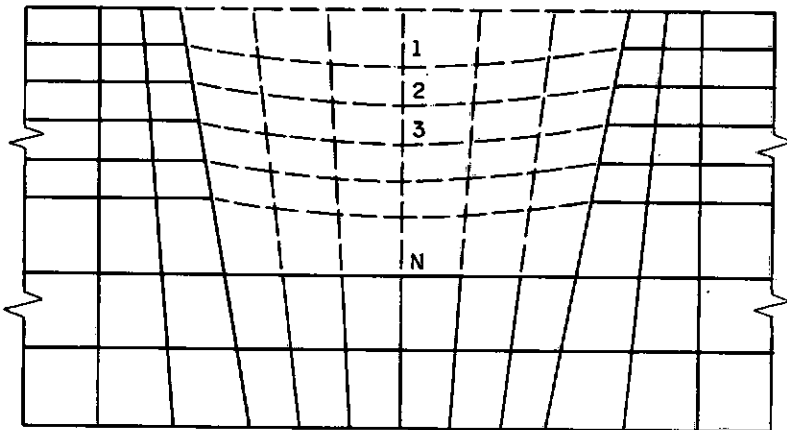
FATORES DO ESQUEMA ECONOMICO

## CAPÍTULO

## 3

## PROCESSO DE SIMULAÇÃO UTILIZADO

O procedimento é da autoria de Chandrasekaram e King(17) e para efeito de exposição supõe-se a análise de um problema de estado plano cuja discretização é representada na Fig. 3.1.



## DISCRETIZAÇÃO DO MEIO

Figura 3.1

A simulação da escavação será efetuada em N estágios, 11 mitados pelos níveis, 1, 2, 3, 4, ... N.

Inicialmente, definem-se as forças  $\{F_1\}, \{F_2\}, \{F_3\}, \{F_4\}, \dots, \{F_N\}$ , ao longo de cada nível, equivalentes ao maciço em repouso situado logo acima desses níveis.

A análise do primeiro estágio da escavação é então efetua da aplicando-se  $-\{F_1\}$  nos pontos nodais do nível 1 e desprezando-se a rigidez dos elementos removidos. Sejam  $\{\Delta F_2^1\}, \{\Delta F_3^1\}, \{\Delta F_4^1\}, \dots, \{\Delta F_N^1\}$ , as variações de  $\{F_2\}, \{F_3\}, \{F_4\}, \dots, \{F_N\}$ , respectivamente, que serão calculadas pelo produto de coeficientes de rigidez apropriadas dos elementos situados imediatamente abaixo dos níveis 2, 3, 4, ..., N, pelos correspondentes deslocamentos devido ao primeiro estágio.

$$\begin{aligned} \text{Assim: } \{F_2\}^* &= \{F_2\} + \{\Delta F_2^1\} \\ \{F_3\}^* &= \{F_3\} + \{\Delta F_3^1\} \\ \{F_4\}^* &= \{F_4\} + \{\Delta F_4^1\} \\ &\vdots \\ \{F_N\}^* &= \{F_N\} + \{\Delta F_N^1\} \end{aligned} \quad (3.1)$$

que são forças nodais exercidas pela porção do solo situado acima dos respectivos níveis devido ao estágio inicial da escavação.

O segundo estágio da escavação é efetuado aplicando-se  $-\{F_2\}^*$  ao longo do nível 2, desprezando-se a rigidez dos elementos escavados. Surgirão, então, as variações  $\{\Delta F_3^2\}, \{\Delta F_4^2\}, \dots, \{\Delta F_N^2\}$  nas forças  $\{F_3\}^*, \{F_4\}^*, \dots, \{F_N\}^*$ , calculadas pelo procedimento descrito anteriormente. Teremos então:

$$\begin{aligned} \{F_3\}^{**} &= \{F_3\}^* + \{\Delta F_3^2\} \\ \{F_4\}^{**} &= \{F_4\}^* + \{\Delta F_4^2\} \\ &\vdots \\ \{F_N\}^{**} &= \{F_N\}^* + \{\Delta F_N^2\} \end{aligned} \quad (3.2)$$

que são as forças nodais exercidas nos pontos nodais dos níveis 3, 4, ..., N, devido ao segundo estágio.

O procedimento é assim empregado sucessivamente até a eta pa N. No final de cada etapa de escavação as variações dos deslo-

camentos e das tensões são adicionadas aos valores prévios correspondentes às etapas anteriores.

## CAPÍTULO

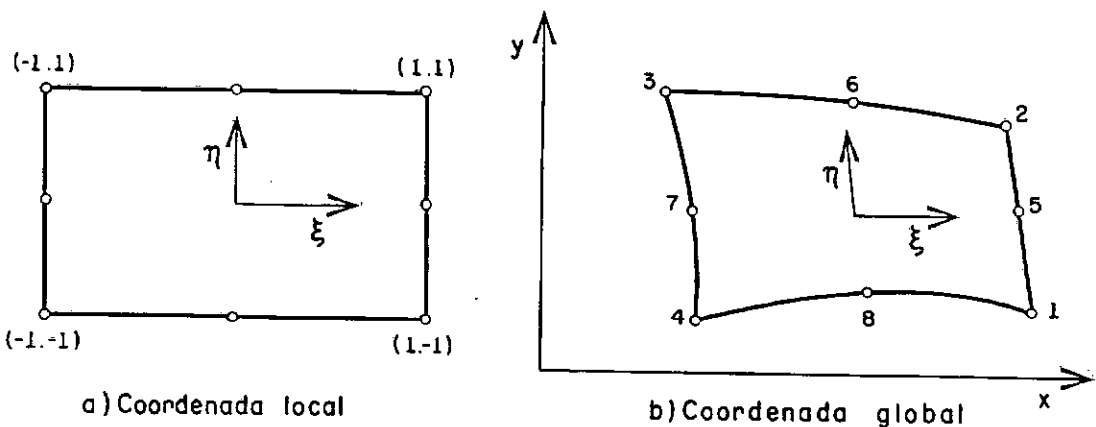
## 4

## ELEMENTO IMPLEMENTADO

## 1) ELEMENTO ISOPARAMÉTRICO QUADRÁTICO

A escolha de elementos isoparamétricos torna-se conveniente por vários motivos: representação de contornos irregulares, acentuada convergência, simplicidade na programação valendo-se de integração numérica, e a facilidade de se obter outros elementos da mesma família.

Adotou-se o elemento isoparamétrico quadrático, representado na Fig. 4.1 .



ELEMENTO ISOPARAMÉTRICO QUADRÁTICO

Figura 4.1

A função de interpolação utilizada, nesse caso, para a definição da geometria e do campo de deslocamento pode ser explicitada:

$$\begin{aligned}
 \text{pontos nodais 1, 2, 3 e 4} \quad N_1 &= \frac{1}{4} (1+\xi_0)(1+\eta_0)(\xi+\eta_0-1) \\
 \text{pontos nodais 6 e 8} \quad N_1 &= \frac{1}{2} (1-\xi_0)(1+\eta_0) \\
 \text{pontos nodais 5 e 7} \quad N_1 &= \frac{1}{2} (1-\xi_0)(1+\eta^2)
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

$$\text{onde } \xi_0 = \xi \xi_1 \quad \text{e } \eta_0 = \eta \eta_1$$

As deformações para o problema de estado plano são dadas por:

$$\{\epsilon\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \tag{4.2}$$

$$\text{Assim, em } \{\epsilon\} = [B] \{\delta\}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \text{e } \{\delta\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \tag{4.3}$$

Para a avaliação da matriz de rigidez é necessário transformar as derivadas da função de interpolação em relação a  $\xi$  e  $\eta$  para o sistema global  $x$  e  $y$ . Isto é feito com o uso da matriz Jacobiana  $[J]$ .

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N}{\partial x} \\ \frac{\partial N}{\partial y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_1}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_1}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \tag{4.4}$$

A matriz da elasticidade para o estado plano de tensão quando se supõe isotropia, é dada por:

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

e para o estado plano de deformação:

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu).(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

A matriz de rigidez é então determinada por integração numérica de acordo com:

$$[K] = \iint [B]^T [D] [B] dx dy \quad (4.7)$$

sendo  $dx dy = \det [J] d\bar{s} d\bar{\eta}$

Calculam-se os deslocamentos, e procede-se a determinação das tensões por:

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} = [D] [B] \{\delta\} \quad (4.8)$$

## 2 ) VETOR DE CARGAS CONSISTENTES

### 2.1 ) DEVIDA AS CARGAS DE SUPERFÍCIE

As forças nodais consistentes devidas às cargas de superfície são definidas por:

$$\{F\}_s^e = \int \{P\} [A]^T ds \quad \text{onde} \quad (4.9)$$

$$[A] = \begin{bmatrix} [N]^T & [N] & 0 \\ 0 & [N]^T & [N] \end{bmatrix} \quad \text{e} \quad \{P\} = \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \end{Bmatrix} \quad (4.10)$$

{P} é o vetor cujas componentes são as intensidades em cada nó .  
 {N} é a função já definida previamente, e  $ds = \sqrt{dx^2 + dy^2}$ . Em função das coordenadas locais fica:

$$\text{segundo } \xi \quad ds = \sqrt{\left(\frac{\partial x}{\partial \xi}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \xi}\right)^2}$$

$$\text{segundo } \eta \quad ds = \sqrt{\left(\frac{\partial x}{\partial \eta}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \eta}\right)^2}$$

Este procedimento é feito para cada lado (Fig. 4.1b) segundo:

Lado 1 Pontos nodais 3, 6 e 2

Lado 2 Pontos nodais 2, 5 e 1

Lado 3 Pontos nodais 1, 8 e 4

Lado 4 Pontos nodais 4, 7 e 3

## 2.2 ) DEVIDA À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

A expansão térmica de materiais isótropos em um elemento sujeito a variação de temperatura igual a  $\Delta\theta^e$ , com coeficiente de dilatação  $\alpha$ , conduz as seguintes deformações iniciais para o caso de estado plano de tensões:

$$\{\epsilon_0\} = \begin{Bmatrix} \alpha \Delta\theta^e \\ \alpha \Delta\theta^e \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.11)$$

Para o estado plano de deformações pode-se mostrar que:

$$\{\epsilon_0\} = (1+\nu) \begin{Bmatrix} \alpha \Delta\theta^e \\ \alpha \Delta\theta^e \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.12)$$

As forças nodais equivalentes são obtidas por:

$$\{F\}^e = \int [B]^T [D] [\epsilon_0] dv \quad (4.13)$$

Sendo o campo de deslocamentos representado por uma função quadrática, as deformações são lineares, devendo-se então especificar a temperatura nos vértices do elemento ou considerá-la constante em todo o domínio.

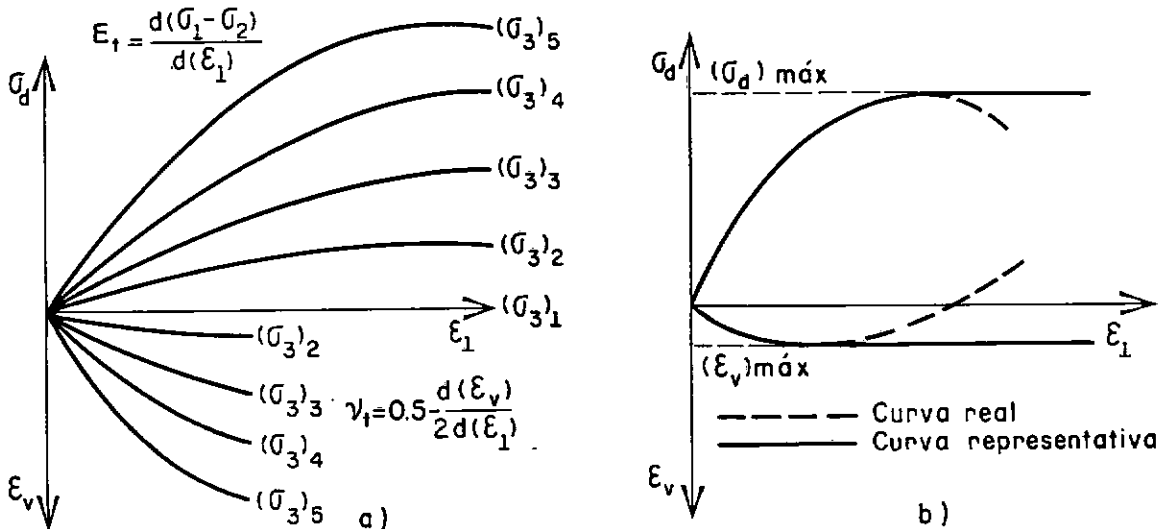
### 3) REPRESENTAÇÃO DO DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Foram utilizadas duas formas de representação: digital e funcional.

#### 3.1) FORMA DIGITAL

As curvas tensão-deformação são fornecidas ao computador a partir dos dados do ensaio triaxial convencional. O módulo de elasticidade tangente é então calculado considerando-se dois pontos consecutivos dessa curva ( Fig. 4.2a).

A precisão dos resultados dependerá do número de curvas com diferentes níveis de tensões de confinamento.



REPRESENTAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Figura 4.2

Para um mesmo valor de  $\sigma_d$  só se considera a região de módulo de elasticidade positivo e atingida a tensão máxima, esse valor permanece inalterado (Fig. 4.2b).

A vantagem da representação digital da curva tensão-deformação, é que os dados de laboratório são adaptados praticamente sem nenhuma modificação. A desvantagem é a grande quantidade de dados que deverão ser fornecidos se bem que o problema pode ser atenuado ou resolvido com geração automática desses valores.

### 3.2) FORMA FUNCIONAL

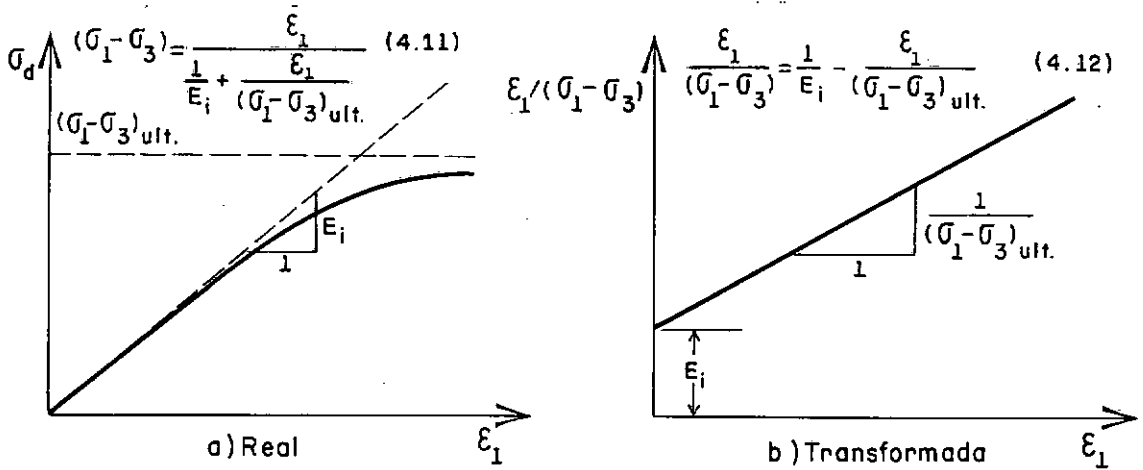
A relação hiperbólica foi proposta por Kondner (21), e desenvolvida para análises incrementais por elementos finitos.

O comportamento tensão-deformação do solo em cada incremento é tratado como sendo linear, governado pela lei generalizada de Hooke. Os valores de  $E$  e  $\nu$  variam a cada incremento de carregamento em concordância com as tensões calculadas, levando-se em conta a não linearidade, dependência da trajetória de tensões e inelasticidade.

#### 3.2.1 ) MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE

##### 3.2.1.1 ) COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

A formulação matemática proposta por Kondner mostrou que as curvas tensão-deformação para inúmeros solos pode ser aproximada razoavelmente por uma hipérbole, como mostra a Fig. 4.3a e Fig. 4.3b.



REPRESENTAÇÕES REAL E TRANSFORMADA DA CURVA

Figura 4.3

A equação (4.14) apresenta duas características convenientes:

1) os parâmetros que aparecem nessa expressão tem significados físicos:  $E_1$  é o módulo de elasticidade tangente inicial e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  é o valor da assíntota da tensão de desvio correspondente à máxima resistência do solo para uma determinada tensão confinante.

2) os valores de  $E_1$  e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  podem ser facilmente determinados para cada curva tensão-deformação. Se utilizarmos a equação hiperbólica transformada a sua representação se torna linear. Desta forma obtemos a hipérbole mais apropriada. Calculam-se os valores  $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$  a partir dos dados de ensaios de laboratório, e plotam-se esses valores num gráfico (Fig.4.3b). A reta ajustada a estes pontos corresponde à hipérbole procurada.

Na prática, somente dois pontos da curva tensão-deformação são plotados, pois foi concluído após inúmeras experiências (9, 20, 21, 25) que os pontos correspondentes a 70% e 95% da resistên-

cia máxima do solo fornecem a melhor hipérbole ajustada.

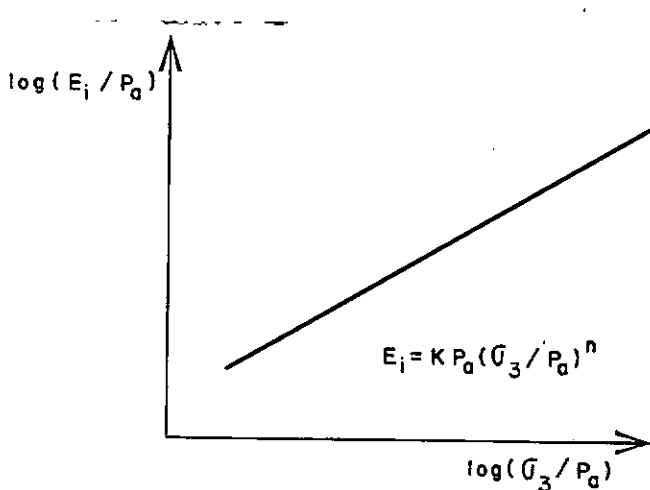
### 3.2.1.2) DEPENDÊNCIA DOS NÍVEIS DAS TENSÕES

A dependência dos níveis das tensões é representada pela variação do  $E_i$  e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  com a pressão confinante. Para todos os solos, exceto para os saturados, ensaiados sob condições "não drenada-não adensada", o aumento da pressão confinante resulta no aumento da sua resistência, e portanto valores de  $E_i$  e  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  crescem com o aumento da pressão confinante.

A dependência das tensões, considerada pelo uso de uma equação empírica, foi sugerida por Janbu (21).

$$E_i = K \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^m \quad (4.15)$$

Graficamente é representada pela Fig. 4.4.

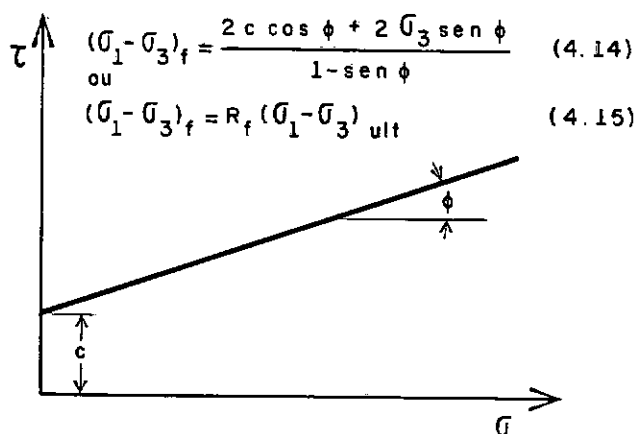


VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE  
COM PRESSÃO CONFINANTE

Figura 4.4

O parametro K na equação (4.15) é um módulo chamado por Janbu de "Modulus Number", e n um expoente. Ambos são números adimensionais.  $P_a$  é a pressão atmosférica, introduzida nessa equação para conversão de um sistema de unidades para outro conveniente. Os valores de K e n são os mesmos para quaisquer sistemas de unidades enquanto que as unidades de  $E_1$  são as mesmas de  $P_a$ . Para mudarmos de um sistema para outro basta apenas introduzirmos valores apropriados de  $P_a$  na equação (4.15).

A variação de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  com  $\sigma_3$  é considerada (Fig.4.5) relacionando  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  à resistência à compressão ou à tensão de desvio à ruptura  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , ou então utilizando a equação de Mohr-Coulomb relacionando  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  a  $\sigma_3$ , pela equação (4.16).



VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA  
COM PRESSÃO CONFINANTE.

Figura 4.5

Devido  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  ser sempre menor que  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  o valor de  $R_f$  será sempre menor que a unidade, a varia entre 0,5 e 0,9 para a maioria dos solos (20).

A variação de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  com  $\sigma_3$  é representada pela equação de Mohr-Coulomb (4.17), onde c é a coesão e  $\phi$  o ângulo de atrito.

### 3.2.1.3) RELAÇÃO ENTRE $E_t$ E TENSÕES

A inclinação instantânea da curva tensão-deformação é o módulo tangente,  $E_t$ . Diferenciando a equação (4.13) em relação a  $\sigma_3$  e substituindo sucessivamente nas equações (4.15), (4.16) e (4.17) teremos:

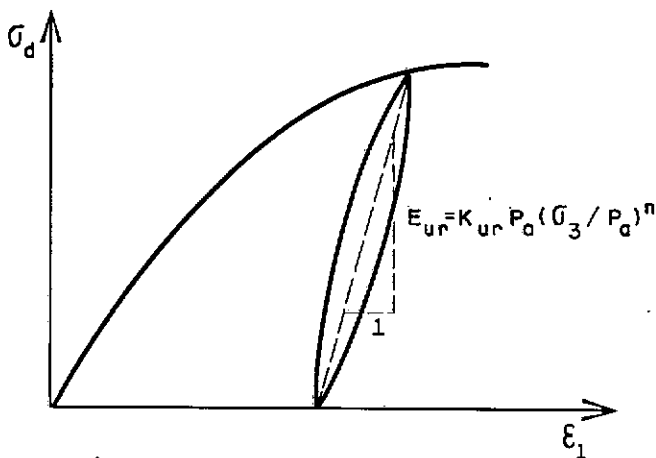
$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \text{sen} \phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \text{sen} \phi} \right]^2 \cdot K \cdot P_a \cdot \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.18)$$

Esta expressão pode ser usada para calcular os valores dos módulos de elasticidade tangente para quaisquer condições de tensões,  $\sigma_3$  e  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , desde que se conheça os parâmetros  $K$ ,  $n$ ,  $c$ ,  $\phi$  e  $R_f$ .

### 3.2.1.4) COMPORTAMENTO INELÁSTICO

Esse comportamento é representado pelo uso de valores diferentes dos módulos de elasticidade para descarregamento e recarregamento.

Se durante um ensaio triaxial, a amostra é submetida a um descarregamento, a curva tensão-deformação segue uma trajetória totalmente diferente a do carregamento primário (Fig. 4.6).



MÓDULO DE ELASTICIDADE PARA  
CARREGAMENTO E REGARREGAMENTO

Figura 4.6

Se a amostra é subsequentemente recarregada, a curva tensão-deformação segue praticamente a mesma trajetória do descarregamento, até que atinja um valor que a amostra ainda não foi submetida. Dessa forma, as deformações que ocorrem durante o carregamento primário são parcialmente recuperadas no descarregamento.

Na etapa de recarregamento, existe sempre o fenômeno da histerese. Porém este fato é normalmente ignorado considerando o comportamento do solo como linear e elástico durante as variações de tensões devida a descarregamento e recarregamento. Portanto, numa representação hiperbólica da curva tensão-deformação considera-se apenas um único valor do módulo de elasticidade ( $E_{ur}$ ), cuja expressão é a seguinte:

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^n \quad (4.19)$$

Nessa equação  $K_{ur}$  é o "Modulus Number" para descarregamento-recarregamento, cujo valor é sempre maior que  $K$ .  $K_{ur}$  pode ser 1,2 ou 3 vezes maior que  $K$ , conforme o solo seja rígido ou fofo, respectivamente. Os valores de  $n$  são considerados como iguais aos do carregamento primário.

### 3.2.2.a) COEFICIENTE DE POISSON TANGENTE

A formulação a ser apresentada a seguir é a da autoria de Lade (21).

Nobari sugeriu que o coeficiente de Poisson tangente poderia ser expresso como uma função exponencial da pressão confinante e deformação principal maior. A Fig. (4.7) mostra um diagrama log-log de  $-\epsilon_3 \times \epsilon_1$ , representada por uma reta. Constata-se que a melhor reta é a que une os pontos correspondentes à mínima variação de volume (ponto de máxima compressão da amostra) e o ponto de máxima dilatação.

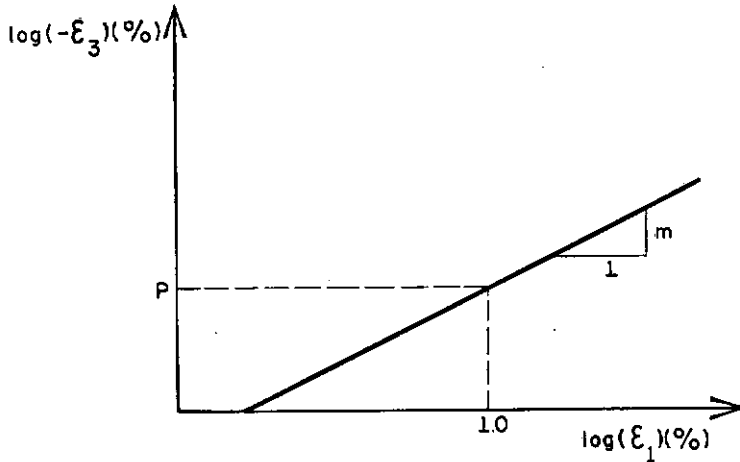
VARIACÃO DE  $\epsilon_3$  COM  $\epsilon_1$ 

Figura 4.7

A equação da reta representada na Fig. 4.6 é:

$$-\epsilon_3 = P \cdot \epsilon^m \quad (4.20)$$

onde  $P$  é o valor de  $-\epsilon_3$  correspondente à  $\epsilon_3 = 1\%$  e  $m$  a inclinação da reta.

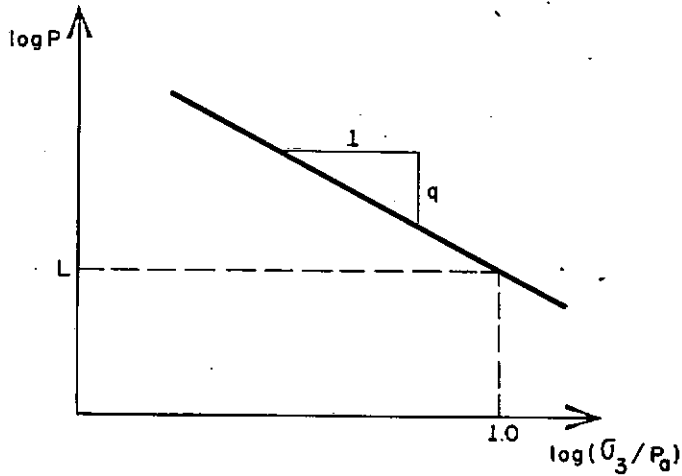
A fig. 4.8 mostra a variação de  $P$ , em função de  $(\sigma_3/P_a)$ , sendo  $P_a$  a pressão atmosférica expressa nas mesmas unidades de  $\sigma_3$ .

A nova reta é representada por:

$$P = L \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^q \quad (4.21)$$

onde  $L$  é o valor correspondente à  $(\sigma_3/P_a) = 1.0$  e  $q$  a inclinação dessa reta.

Combinando as equações (4.20) e (4.21), a variação de  $-\epsilon_3$  fica:



VARIAÇÃO DE P COM PRESSÃO CONFINANTE

Figura 4.8

$$-\epsilon_3 = L \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^q \cdot \epsilon_1^m \quad (4.22)$$

Diferenciando a equação acima, vem:

$$v_t = - \frac{d\epsilon_3}{d\epsilon_1} = L \cdot m \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^q \cdot \epsilon_1 \quad (4.23)$$

Que é a expressão do coeficiente de Poisson tangente para o carregamento primário. Para descarregamento ou recarregamento, o coeficiente é calculado a partir dos resultados de adensamento isotrópico. Neste caso  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_a$  e a deformação volumétrica é:

$$\epsilon_v = \frac{3 \cdot \sigma_a}{E} \cdot (1 - 2\nu) \quad (4.24)$$

Podemos então determinar o coeficiente de Poisson pela relação:

$$\nu_{ur} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{E}{3} \cdot \frac{\epsilon_v}{\sigma_a}\right) \quad (4.25)$$

Substituindo o valor de  $E$  por  $E_{ur}$  teremos:

$$v_{ur} = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{1}{3} \cdot K_{ur} \cdot P_a \cdot \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \frac{\epsilon_V}{\sigma_a} \right) \quad (4.26)$$

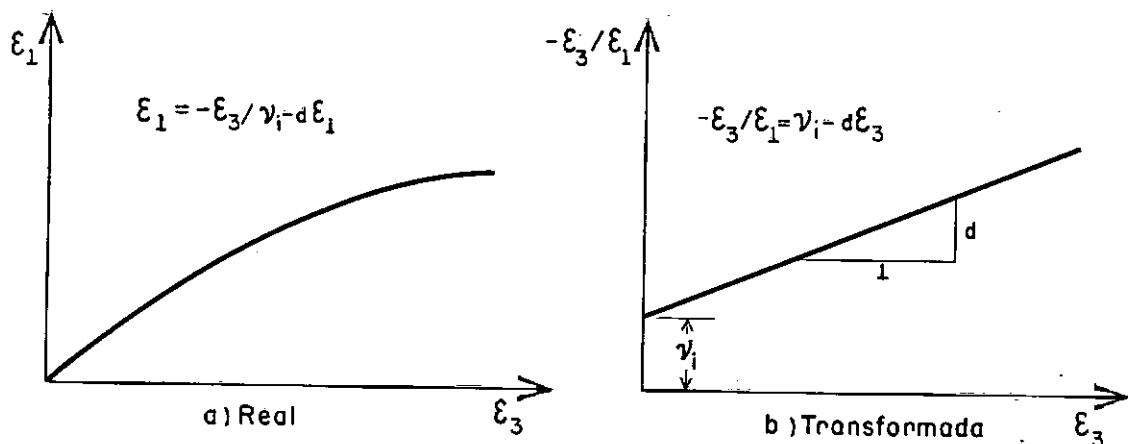
### 3.2.2.b.) REPRESENTAÇÃO HIPERBÓLICA DA VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

Os valores dos coeficientes de Poisson tangente podem ser determinados a partir da análise das variações volumétricas dos ensaios triaxiais. Para isso calculam-se as deformações, radiais ( $\epsilon_3$ ) durante o ensaio, utilizando a seguinte relação.

$$\epsilon_3 = \frac{1}{2} (\epsilon_V - \epsilon_1) \quad (4.27)$$

Plotando  $\epsilon_1$  e  $\epsilon_3$ , Fig. 4.9, a curva pode ser razoavelmente representada por uma hipérbole da seguinte forma:

$$\epsilon_1 = \frac{\epsilon_3}{v_i - d \cdot \epsilon_1} \quad (4.28)$$



REPRESENTAÇÃO HIPERBÓLICA

Figura 4.9

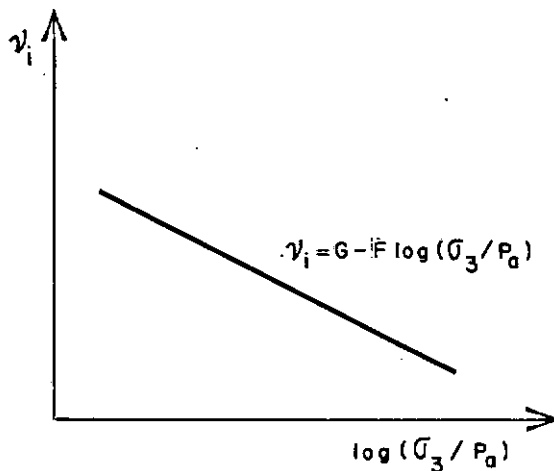
A equação (4.28) pode ser transformada em:

$$-\frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} = \nu_1^{-d} \cdot \epsilon_3 \quad (4.29)$$

onde  $\nu_1$  é o coeficiente de Poisson para  $\epsilon_1=0$ , e  $d$  é o parâmetro representativo da variação do coeficiente com a deformação radial.

### 3.2.2.b.1.) VARIAÇÃO $\nu_1$ COM PRESSÃO CONFINANTE

O parâmetro  $F$  (eq. 4.30) representa a dependência da variação volumétrica com os níveis de tensões. Para solos saturados sob condições não drenados adota-se  $\nu_1=0,5$  para quaisquer valor de tensão confinante, pois neste caso, não ocorre variação volumétrica, enquanto que para os não saturados ou parcialmente saturados,  $\nu_1$  decrescente com pressão confinante (Fig. 4.10).



VARIAÇÃO DE  $\nu_1$  COM PRESSÃO CONFINANTE

Figura 4.10

A equação que representa essa variação é a seguinte:

$$\nu_1 = G - F \cdot \log(\sigma_3/P_a) \quad (4.30)$$

Onde  $G$  é o valor de  $v_1$  para pressão confinante igual à uma atmosfera, e  $F$  é a redução de  $v_1$  para um acréscimo de dez vezes em  $\sigma_3$ .

### 3.2.2.b.2) RELAÇÃO ENTRE $v_t$ E AS TENSÕES

Diferenciando a equação (4.28) em relação à  $\epsilon_3$ , substituindo (4.30) e eliminando a deformação utilizando as equações (4.13), (4.15), (4.16) e (4.17), o valor do coeficiente de Poisson tangente pode ser expresso pela seguinte relação

$$v_t = \frac{G - F \cdot \log(\sigma_3/P_a)}{\left[ 1 - \frac{d \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot P_a \cdot (\sigma_3/P_a)^n \left[ 1 - \frac{R_f \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot (1 - \text{sen}\phi)}{2 \cdot c \cdot \text{cos}\phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \text{sen}\phi} \right]} \right]^2} \quad (4.31)$$

### 3.2.3) ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS

A grande utilização da relação hiperbólica é devida a i numerosas razões:

- Os parâmetros são obtidos a partir de ensaios triaxiais convencionais.
- Pode-se utilizar a mesma relação, tanto para análises com tensões efetivas (ensaios drenados) como para análises com tensões totais (ensaios não drenado-não adensado).
- Quando os dados das características de um solo são insuficientes, os parâmetros são estimados baseados em resultados de ensaios em solos de características semelhantes.

Apesar destas vantagens, apresenta algumas limitações:

- Sendo representada pela lei generalizada de Hooke, a relação hiperbólica é apropriada somente para análises de tensões e

deslocamentos antes da ruptura.

- b) Não inclui variações de volume devida à variação de tensões ci salhantes. Os valores de coeficiente de Poisson calculados pe las relações (4.23) ou (4.31) podem exceder 0,5. Nesse caso a dota-se  $\nu=0,49$ .
- c) Os parâmetros não representam as características fundamentais do solo, e são apenas coeficientes empíricos que indicam o seu comportamento sob condições limitadas.

## C A P Í T U L O

## 5

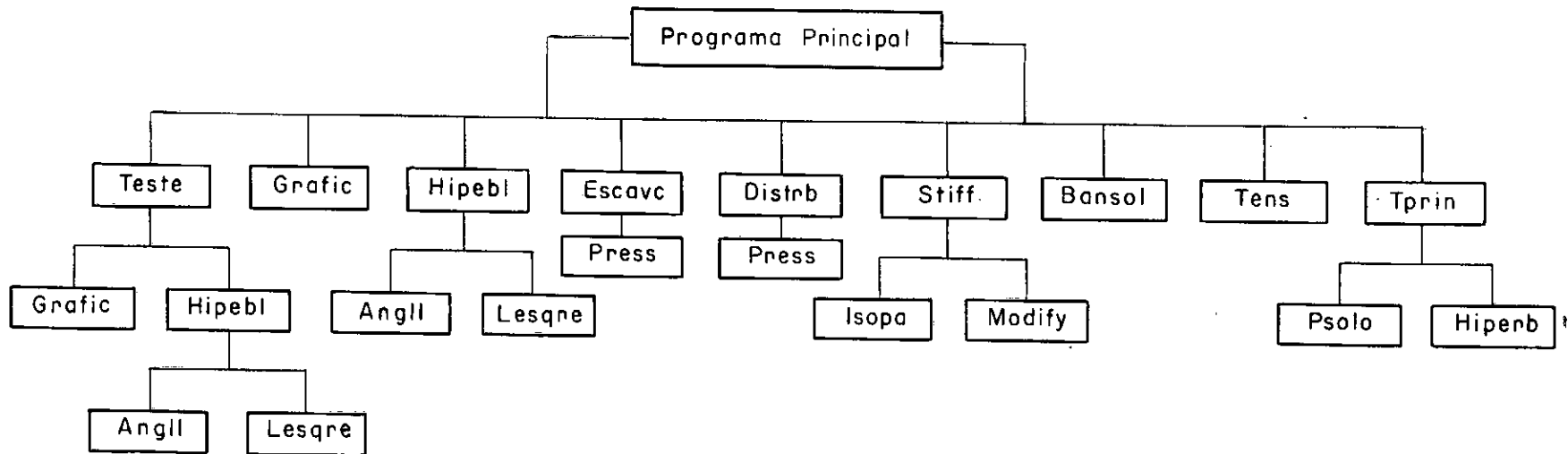
## ESTRUTURA DO PROGRAMA

O programa foi desenvolvido em Fortran IV, nível G, nos computadores IBM/370, Modelo 165 (2000K) e BURROUGHS B6700(1600K) cuja estrutura é apresentada no esquema 5.1.

As subrotinas tem as seguintes finalidades:

- TPRIN - Cálculo das tensões principais, ângulo entre tensão principal maior e o eixo - x e verifica a ruptura do elemento.
- GRAFIC - Determina os módulos de elasticidade tangente e coeficiente de Poisson tangente na forma digital a partir dos dados do laboratório.
- PSOLO - Determina as propriedades do solo,  $E_t$  e  $\nu_t$  ou  $E_{ur}$  e  $\nu_{ur}$  para cada elemento em função de GRAFIC.
- HIPERB - Determina  $E_t$  e  $\nu_t$  ou  $E_{ur}$  e  $\nu_{ur}$  para cada elemento em função da representação hiperbólica da curva tensão-deformação

- ESCAVC - Prepara os carregamentos nos pontos nodais de cada lado do elemento.
- STIFF - Monta a matriz de rigidez global.
- ISOPA - Calcula a matriz de rigidez do elemento quadrilátero quadrático, vetor de forças nodais consistentes para forças de massa e/ou variações de temperatura.
- MODIFY - Modifica as condições de contorno.
- BANSOL - Resolve o sistema de equações pelo método de eliminação de Gauss.
- TENS - Calcula as tensões em cada ponto nodal.
- HIPERBL - Determina os parâmetros hiperbólicos ( $K, n, d, F, G, R_f$ ).
- ANGLL - Determina o ângulo de atrito e coesão.
- LESQRE - Ajusta a reta pelo método dos mínimos quadrados.



ESTRUTURA DO PROGRAMA

Esquema 5.1

## C A P Í T U L O

## 6

## APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Os resultados obtidos pelo uso do programa elaborado, que serão apresentados a seguir, tem a finalidade de ressaltar o solo como um material não linear e justificar o processo de escavação adotado e o emprego do elemento citado no Capítulo 4.

## 1) ESTUDO DA CONVERGÊNCIA E O EFEITO DE NÚMERO DE ETAPAS

A escavação é simulada a uma profundidade de 40 pés (12,20 m), adotando-se o solo como um material isotrópico de parâmetros elásticos lineares e estado de deformação plana cujos valores de módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, peso específico, e coeficiente de empuxo lateral em repouso são respectivamente:  $10^5$ pcf (48,8 t/m<sup>2</sup>), 0,33,  $10^2$ pcf (1,6 t/m<sup>3</sup>) e 0,5.

Este exemplo é esquematizado na Fig. 6.1, na qual são feitas as comparações dos deslocamentos e das tensões nos pontos nodais indicados, respectivamente, por  $(p_1, p_2, p_3, e p_4)$  e  $(e_1, e_2 e e_3)$ ; e os resultados comparados com os obtidos pelos processos desenvolvidos por Clough e Duncan (3), Chandrasekaran e King (17) e Christian e Wong (16).

A tabela 6.1 apresenta o estudo da convergência variando-se o número de elementos. Para a tabela 6.2 foi adotada uma malha de 96 elementos (Fig. 6.1), para que fosse possível simular a escavação em 8 etapas.

A tabela 6.2 e as Figs. 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5 (para deslocamentos) mostram o efeito de número de etapas nos valores dos deslocamentos e tensões para diferentes processos e elementos empregados, adotando-se a seguinte notação:

QLPI - quadrilátero linear (3) - 210 elementos, 240 pontos nodais  
 QLPII- quadrilátero linear (30) - 210 elementos, 240 pontos nodais  
 CK - quadrilátero linear (17) - 210 elementos, 240 pontos nodais  
 CW - quadrilátero linear (16) - 363 elementos, 408 pontos nodais  
 IQPII- isoparamétrico quadrático- 32 elementos, 121 pontos nodais

Pode-se notar pelos resultados obtidos, que a malha de 32 elementos já é satisfatória, fica evidenciado também que a simulação de escavação desenvolvida por Chadrasekaran e King (17) atende plenamente as condições exigidas para uma análise incremental.

A tabela 6.3 apresenta a convergência das tensões nos pontos indicados na Fig. 6.6 para diferentes números de elementos isoparamétricos.

Tabela 6.1 - Convergência dos deslocamentos (uma etapa)

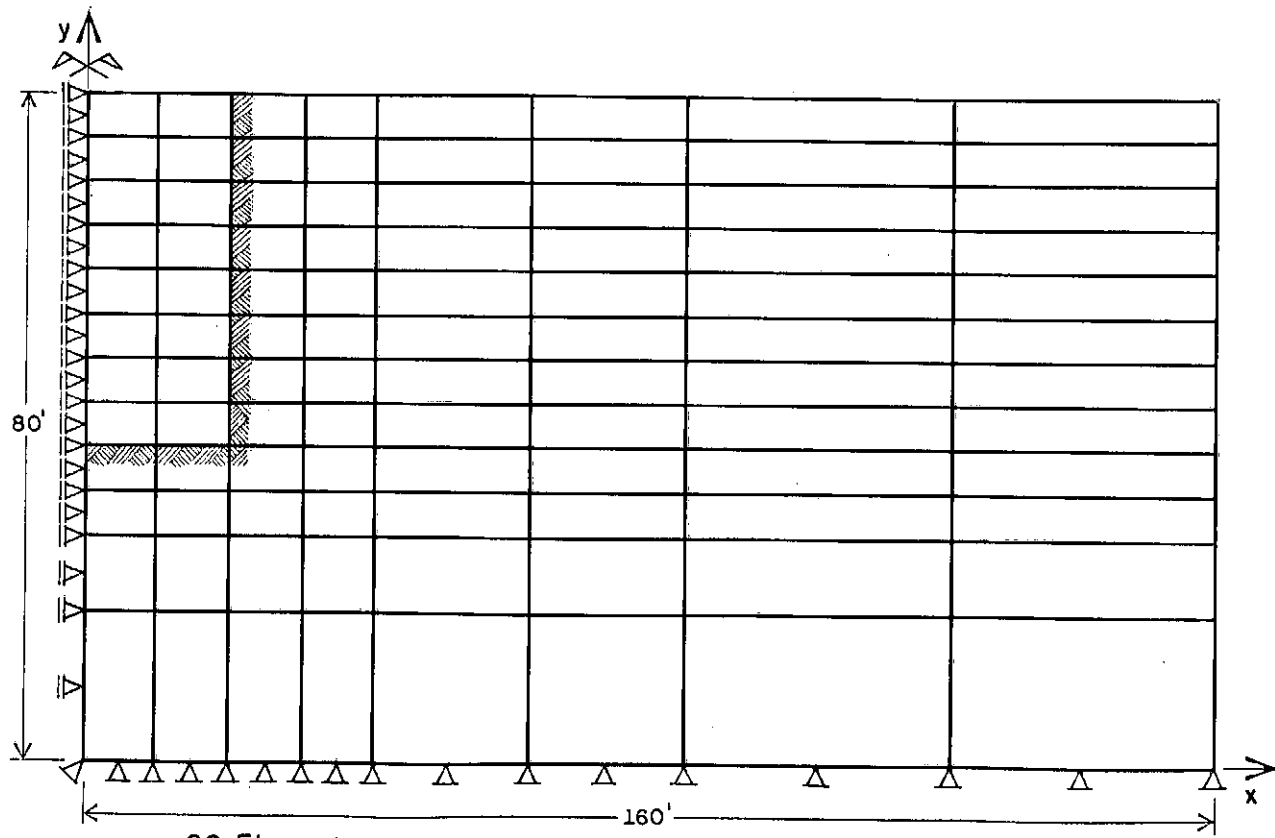
Desloc. Nº Elemen.		PONTOS NODAIS							
		P <sub>1</sub>		P <sub>2</sub>		P <sub>3</sub>		P <sub>4</sub>	
		u	v	u	v	u	v	u	v
10	-0,1700	0,1513	-0,3434	0,1961	0,2101	0,3498	0,0	0,8604	
24	-0,2022	0,1370	-0,3552	0,1495	-0,1988	0,3400	0,0	0,8423	
32	-0,2125	0,1298	-0,3657	0,1337	-0,1984	0,3317	0,0	0,8494	
64	-0,2270	0,1126	-0,3820	0,1292	-0,1910	0,3218	0,0	0,8651	
96	-0,2339	0,1058	-0,3892	0,1233	-0,1869	0,3166	0,0	0,8696	

Tabela 6.2) Efeito de Número de Etapas nos Deslocamentos

PONTOS		DESLOC. (Polegadas)	NÚMERO DE ETAPAS			
			1	2	4	8
P <sub>1</sub>	QLPI	u	-0,2761	-0,2533	-0,2206	-0,1684
		v	0,1286	0,1575	0,1979	0,2515
	QPLII	u	-0,2761	-0,2761	-0,2761	-0,2761
		v	0,1286	0,1286	0,1286	0,1286
	CK	u	-0,2737	-0,2736	-0,2735	-0,2734
		v	0,1313	0,1314	0,1315	0,1316
	IQPII	u	-0,2339	-0,2339	-0,2339	-0,2339
		v	0,1058	0,1058	0,1058	0,1058
P <sub>2</sub>	QLPI	u	-0,4577	-0,4388	-0,4216	-0,3858
		v	0,1505	0,1896	0,2272	0,2797
	QLPII	u	-0,4577	-0,4577	-0,4577	-0,4577
		v	0,1505	0,1505	0,1505	0,1505
	CK	u	-0,4540	-0,4540	-0,4539	-0,3539
		v	0,1545	0,1545	0,1546	0,1547
	IQPII	u	-0,3892	-0,3892	-0,3892	-0,3892
		v	0,1233	0,1233	0,1233	0,1233
P <sub>3</sub>	QLPI	u	-0,2316	-0,2329	-0,2359	-0,2289
		v	-0,3819	-0,3948	-0,4178	-0,4474
	QLPII	u	-0,2316	-0,2316	-0,2316	-0,2316
		v	0,3819	0,3819	0,3819	0,3819
	CK	u	-0,2336	-0,2336	-0,2336	-0,2336
		v	0,3850	0,3851	0,3851	0,3851
	IQPII	u	-0,1869	-0,1869	-0,1869	-0,1869
		v	0,3166	0,3166	0,3166	0,3166
P <sub>4</sub>	QLPI	u	0,0	0,0	0,0	0,0
		v	1,0266	1,0302	1,0328	1,0332
	QLPII	u	0,0	0,0	0,0	0,0
		v	1,0266	1,0266	1,0266	1,0266
	CK	u	0,0	0,0	0,0	0,0
		v	1,0233	1,0234	1,0234	1,0234
	IQPII	u	0,0	0,0	0,0	0,0
		v	0,8696	0,8696	0,8696	0,8696

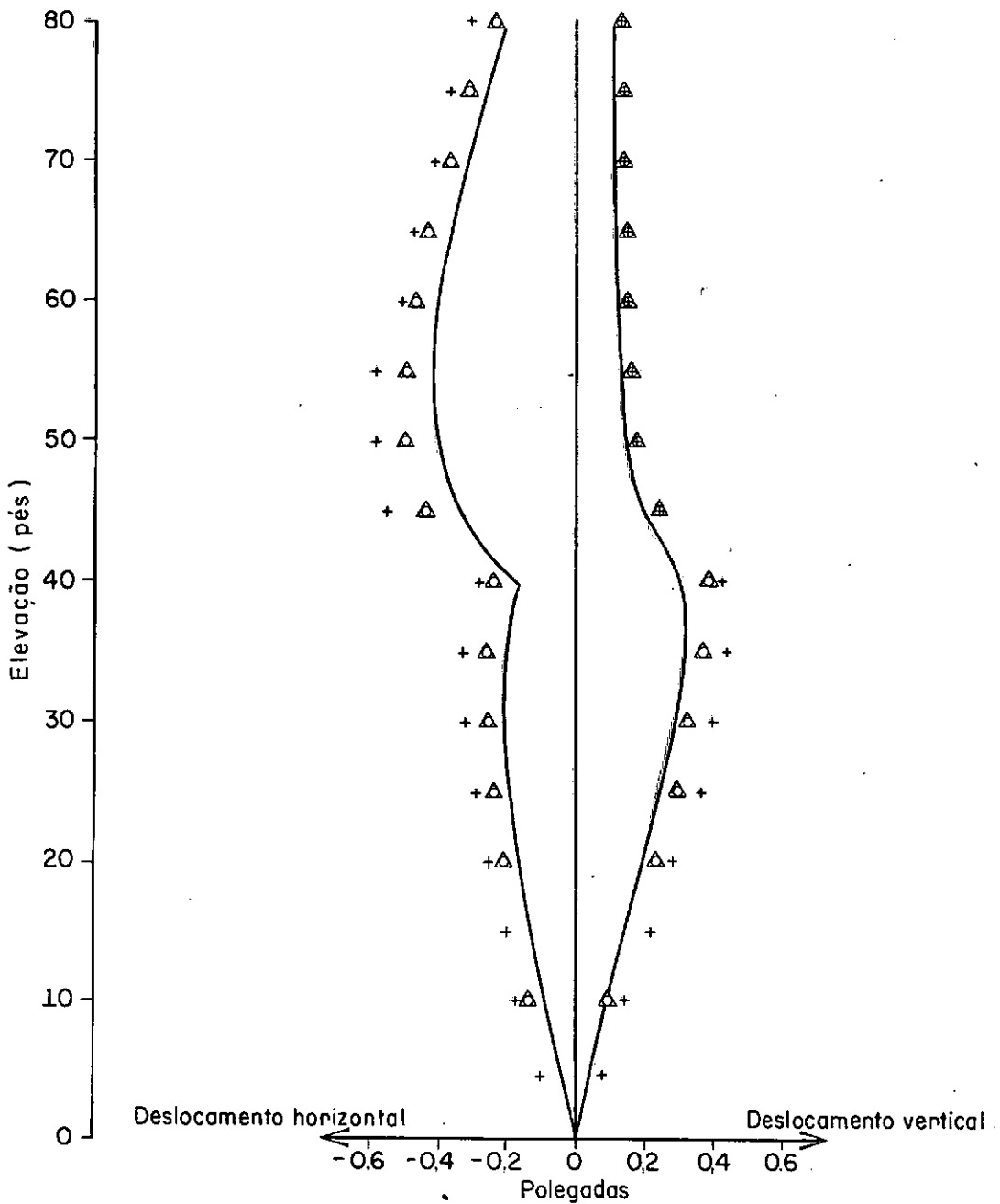
Tabela 8.3 ) Convergência das tensões

PONTOS	TENSÕES (Libra/pe <sup>2</sup> )	Nº de elementos		
		32	64	96
e <sub>1</sub>	$\sigma_x$	-2192,13	-2184,47	-2034,21
	$\sigma_y$	-3857,13	-3804,14	-3772,82
	$\tau_{xy}$	- 647,19	- 560,91	- 548,92
e <sub>2</sub>	$\sigma_x$	-2123,60	-2061,98	-2041,03
	$\sigma_y$	-4467,03	-4468,43	-4503,14
	$\tau_{xy}$	- 499,24	- 406,63	- 421,49
e <sub>3</sub>	$\sigma_x$	-2330,00	-2068,06	-2166,50
	$\sigma_y$	-4027,45	-4037,12	-3842,54
	$\tau_{xy}$	-1221,82	-1146,95	-1178,10



96 Elementos  
329 Pontos nodais

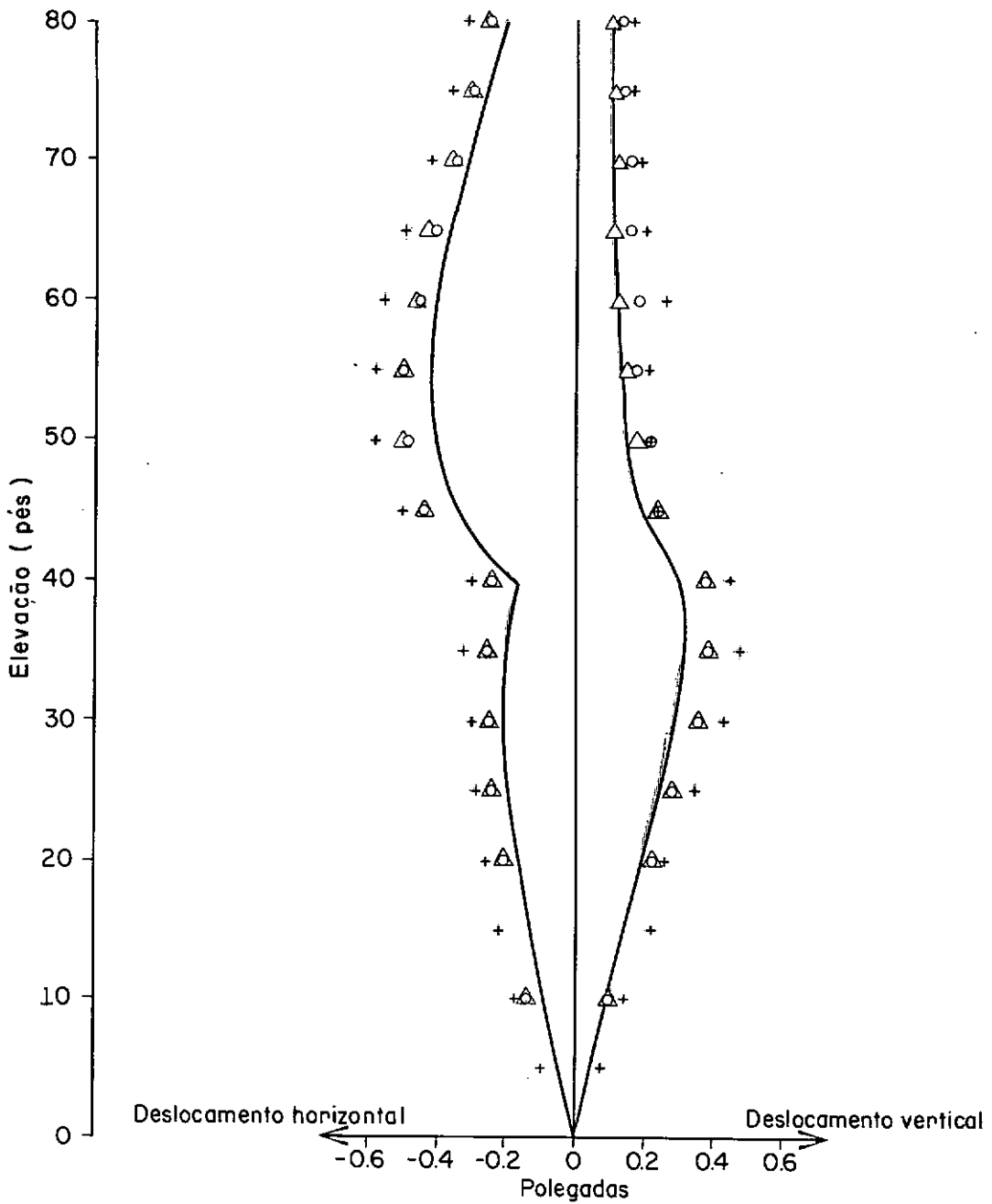
Figura 6.1



- |   |                           |   |   |
|---|---------------------------|---|---|
| + | Christian e Wong          | — | Quadrilátero linear - 363 elementos - 408 pontos nodais |
| o | Clough e Duncan           | — | Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais |
| Δ | Chandrasekaran e King     | — | Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais |
|   | Fujii                     | — | Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais |
| — | Isoparamétrico quadrático | — | 32 elementos - 121 pontos nodais                        |

### ESCAVAÇÃO EM UMA ETAPA

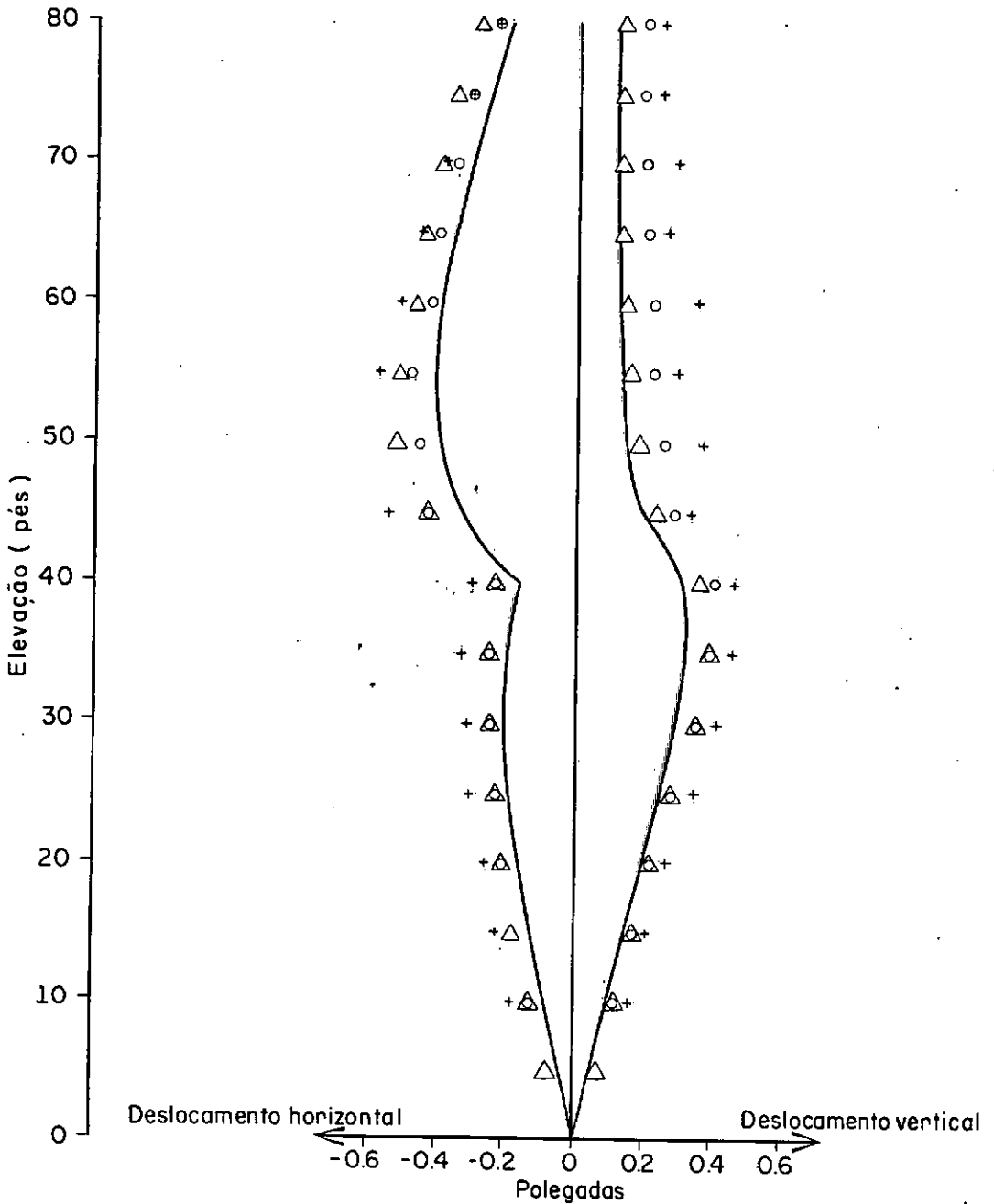
Figura 6.2



- + Christian e Wong ———— Quadrilátero linear - 363 elementos - 408 pontos nodais
- o Clough e Duncan ———— Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- Δ { Chandrasekanan e King - Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- { Fujii ———— Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- Isoparamétrico quadrático ———— 32 elementos - 121 pontos nodais

ESCAVAÇÃO EM DUAS ETAPAS

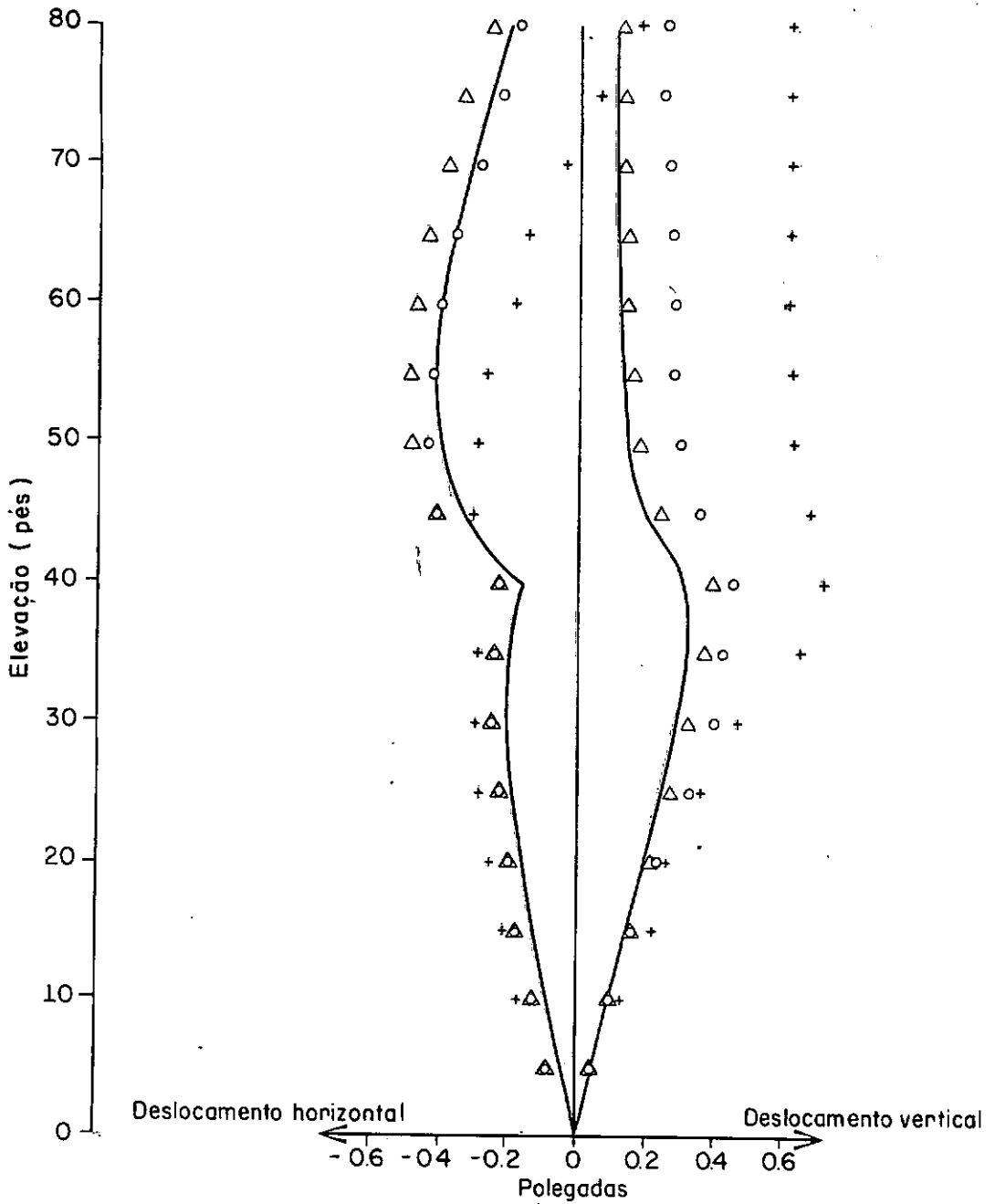
Figura 6.3



- + Christian e Wong ———— Quadrilátero linear - 363 elementos - 408 pontos nodais
- o Clough e Duncan ———— Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- Δ { Chandrasekaran e King - Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- { Fujii ———— Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- Isoparamétrico quadrático ———— 32 elementos - 121 pontos nodais

ESCAVAÇÃO EM QUATRO ETAPAS

Figura 6.4



- + Christian e Wong ———— Quadrilátero linear - 363 elementos - 408 pontos nodais
- o Clough e Duncan ———— Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- Δ { Chandrasekaran e King - Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- { Fujii ———— Quadrilátero linear - 210 elementos - 240 pontos nodais
- Isoparamétrico quadrático ———— 32 elementos - 121 pontos nodais

ESCAVAÇÃO EM OITO ETAPAS

Figura 6.5

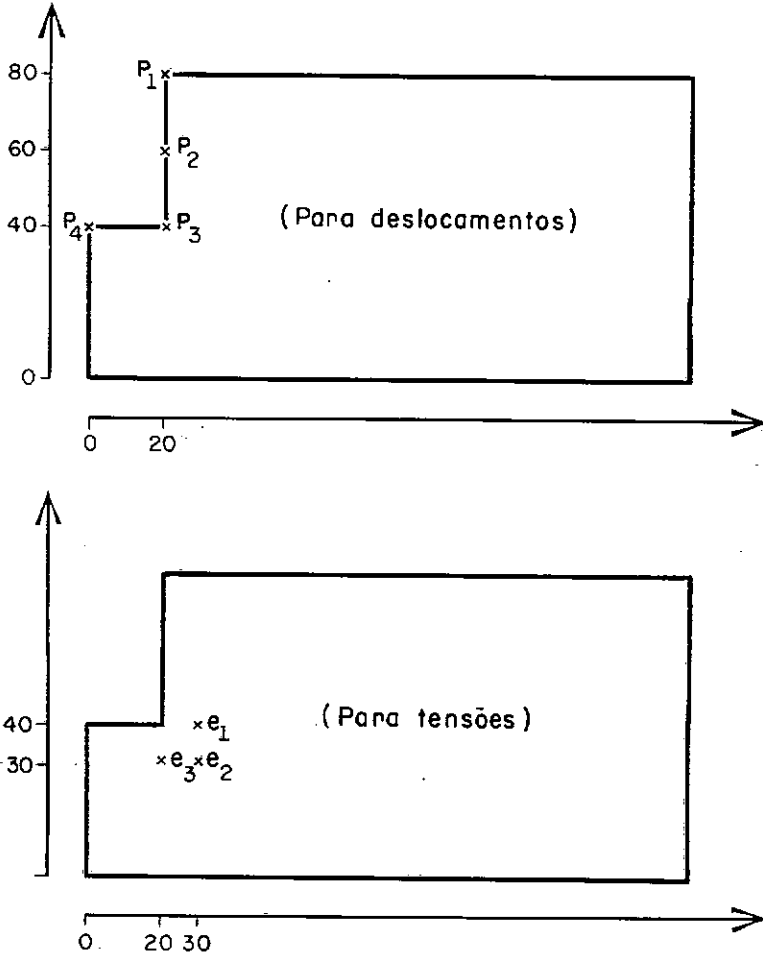


Figura 6.6

## 2) LIMITES DO MACIÇO

Para estabelecer que proporções devem ser consideradas na análise de um meio semi-infinito, foram feitos estudos de diversas relações, variando as dimensões horizontais ( $x$ ) ou verticais ( $y$ ) (Fig. 6.7). Os parâmetros do solo, tipo de análise e os pontos escolhidos são os mesmos do exemplo anterior.

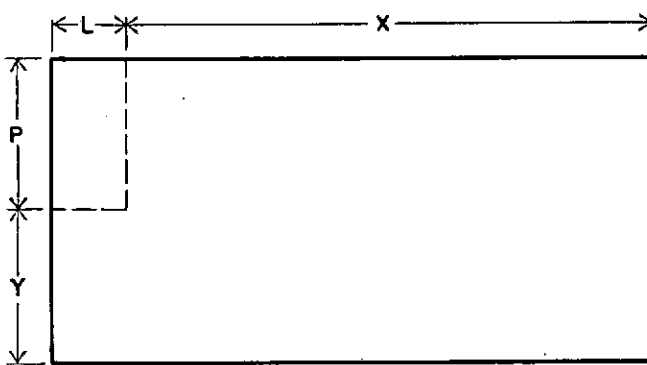


Figura 6.7

Os valores dos deslocamentos e das tensões obtidas pela variação de  $x$  são apresentados nas tabelas 6.4 e 6.6, enquanto que os obtidos pela variação de  $y$  são mostrados nas tabelas 6.5 e 6.7.

Tabela 6.4) Variação dos deslocamentos em função da distância  $x$ .

X	PONTOS NODAIS							
	P <sub>1</sub>		P <sub>2</sub>		P <sub>3</sub>		P <sub>4</sub>	
	u	v	u	v	u	v	u	v
4L	-0,1249	0,1418	-0,2998	0,1472	-0,1728	0,3390	0,0	0,8482
6,25L	-0,1995	0,1319	-0,3556	0,1362	-0,1947	0,3330	0,0	0,8492
7L	-0,2131	0,1294	-0,3655	0,1336	-0,1985	0,3316	0,0	0,8493
7,75L	-0,2230	0,1274	-0,3726	0,1316	-0,2012	0,3305	0,0	0,8493

Tabela 6.5 ) Variação dos deslocamentos em função de y.

PONTOS NODAIS								
Y	P <sub>1</sub>		P <sub>2</sub>		P <sub>3</sub>		P <sub>4</sub>	
	u	v	u	v	u	v	u	v
3P	0,0275	0,6548	-0,2256	0,6561	-0,1447	0,8805	0,0	1,4862
4P	0,0680	0,8112	-0,1984	0,8126	-0,1330	1,0386	0,0	1,6494
6P	0,0879	1,0588	-0,1847	0,0603	-0,1267	1,2872	0,0	1,9008
7P	0,0892	1,1728	-0,1838	1,1743	-0,1262	1,4012	0,0	2,0151

Tabela 6.6) Variação das tensões em função de x.

PONTOS	TENSÕES (Libra/pe <sup>2</sup> )	DISTÂNCIA x			
		4L	6,25L	7L	7,75L
e <sub>1</sub>	$\sigma_x$	-2073,82	-2175,01	-2193,58	-2207,47
	$\sigma_y$	-3828,89	-3851,58	-3857,05	-3861,04
	$\tau_{xy}$	- 594,40	- 638,65	- 646,87	- 652,84
e <sub>2</sub>	$\sigma_x$	-2019,77	-2109,70	-2125,69	-2137,73
	$\sigma_y$	-4429,10	-4460,97	-4468,58	-4474,45
	$\tau_{xy}$	- 468,37	- 494,78	- 500,00	- 504,04
e <sub>3</sub>	$\sigma_x$	-2217,15	-2313,82	-2330,87	-2343,50
	$\sigma_y$	-3953,94	-4015,33	-4027,59	-4036,60
	$\tau_{xy}$	-1186,08	-1216,31	-1222,35	-1226,90

Tabela 6.7 Variação das tensões em função de y

PONTOS	TENSÕES (Libra/pe <sup>2</sup> )	D I S T Â N C I A y			
		3P	4P	6P	7P
e <sub>1</sub>	$\sigma_x$	-2229,01	-2206,26	-2194,30	-2193,33
	$\sigma_y$	-4003,60	-4015,56	-4021,09	-4021,47
	$\tau_{xy}$	- 751,53	- 754,19	- 755,54	- 755,59
e <sub>2</sub>	$\sigma_x$	-2178,00	-2150,07	-2133,93	-2132,61
	$\sigma_y$	-4572,05	-4587,84	-4594,57	-4595,09
	$\tau_{xy}$	- 646,44	- 662,29	- 669,92	- 670,46
e <sub>3</sub>	$\sigma_x$	-2331,82	-2295,76	-2275,48	-2273,84
	$\sigma_y$	-4193,85	-4200,35	-4204,84	-4205,08
	$\tau_{xy}$	-1406,59	-1418,99	-1425,55	-1425,98

Pela variação dos deslocamentos conclui-se que a região a ser analisada pode ser limitada horizontalmente a uma distância de 7 a 8 vezes a semi-largura da escavação, enquanto que verticalmente esta relação é aproximadamente de 6 a 7 vezes a profundidade da escavação.

As tensões são pouco afetadas nesta comparação.

### 3) INFLUÊNCIA DA AÇÃO DA TEMPERATURA NAS ESTRUTURAS

Apresenta-se um estudo sobre a importância da variação da temperatura e da posição das estruturas num perfil típico composto por uma trincheira de 12 m de profundidade, escorada por uma parede diafragma de concreto (0,80 m de largura e 21,00 m de altura) e 3 níveis de estroncas de aço. A malha de elementos finitos compõe-se de 72 elementos e 265 pontos nodais.

Para as análises foram adotadas as seguintes hipóteses :

- a) estado plano de tensão;
- b) um único tipo de solo: homogêneo, isotrópico e comportamento não linear elástico;
- c) não há interação na interface entre o solo e o concreto;
- d) os efeitos das variações das temperaturas no solo e no concreto, são desprezíveis.

As notações utilizadas foram:

$E_c$  = módulo de elasticidade do concreto.

$E_a$  = módulo de elasticidade do aço.

$\nu_c$  = coeficiente de Poisson do concreto.

$\nu_a$  = coeficiente de Poisson do aço.

$\alpha$  = coeficiente de dilatação térmica do aço.

Os valores a seguir foram fixados para todo o estudo: comprimento de 7,00 m para a estronca ( semi-largura da trincheira ),  
 $E_a = 2,1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$ ,  $E_c = 2,1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ ,  $\nu_a = 0,3$ ,  $\nu_c = 0,2$ ,

$\alpha = 1,1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ,  $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$  e  $K_0 = 0,5$ .

Para o solo os parâmetros hiperbólicos foram determinados pelos ensaios triaxiais (35) :  $K = 144$ ,  $K_{UR} = 1740$ ,  
 $c = 0,652 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 32^\circ 52'$ ,  $n = 0,4088$ ,  $R_f = 0,7846$ ,  $L = 0,8976$ ,

$$m = 1350, q = -0,1485 \text{ e } \epsilon_v/\sigma_a = 0,00127 \text{ m}^2/\text{t}^2$$

Inicialmente foram adotadas as seguintes variações de temperatura  $\Delta t$  (variação I), e posições das estroncas (distância à superfície livre do terreno).

nível	$\Delta t$	distância
1	35°C	2,50 m
2	21°C	3,80 m
3	13°C	9,00 m

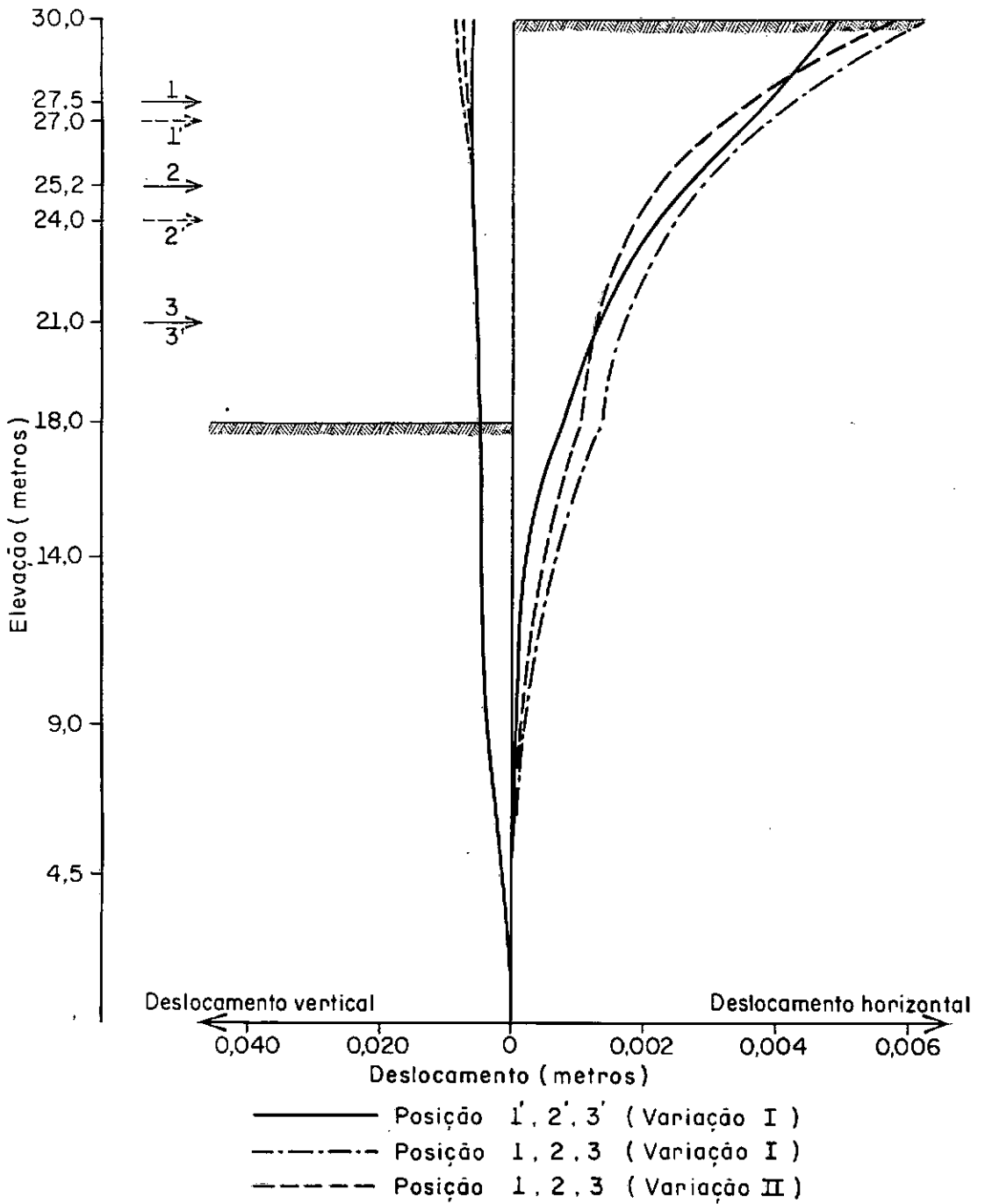
Posteriormente, adotou-se 41°C, 27°C e 17°C (variação II) respectivamente, matendo as demais características.

Obtidos os resultados do efeito de temperatura, passou-se a estronca do nível 1 para 3,00 m e o nível 2 para 6,00 m de profundidade.

Os resultados apresentados na Fig. 6.8 mostram os deslocamentos dos pontos situados ao longo da vertical que pertence a superfície exposta pela escavação.

É de interesse mostrar que os valores dos deslocamentos verticais são pouco afetados pela consideração dos 2 fatores, enquanto que para os deslocamentos horizontais a influência é acentuada.

Neste exemplo ficou evidenciada a importância do conhecimento preciso da posição e da variação das temperaturas nos respectivos níveis das estroncas.



VARIAÇÃO DA TEMPERATURA E POSIÇÃO DAS ESTRONCAS

Figura 6.8

#### 4) INFLUÊNCIA DO $K_0$

As condições iniciais do solo definem as condições iniciais para a sequência da análise. O conhecimento preciso desses valores implicaria em medição de todos os pontos de interesse no maciço. O que se faz normalmente na prática, é estimá-las conforme já descritas no Capítulo 1. No presente trabalho, as tensões iniciais são calculadas a partir da distribuição consistente das forças de massa em cada elemento. Posteriormente, as tensões horizontais são modificadas, fazendo-se o produto entre a tensão vertical e o  $K_0$ , e as tensões de cisalhamento são anuladas.

Para ilustração dos efeitos das variações de  $K_0$ , foi estudado o problema do exemplo 1, com os valores de  $K_0$  variando entre 0,4 a 2,0.

Os resultados apresentados na Fig. 6.9 mostram que os deslocamentos verticais máximos duplicam, enquanto que os deslocamentos horizontais máximos variam de 0,80 a 1,75 pés para o intervalo de  $K_0$  estudado. Vale lembrar ainda que os valores reais dos parâmetros do solo não se mantêm constantes (como considerado neste exemplo) com a variação do coeficiente  $K_0$ .

Sendo a determinação dos deslocamentos de grande interesse nos problemas de escavações, a adoção de valores precisos do coeficiente de empuxo lateral em repouso é significativa.

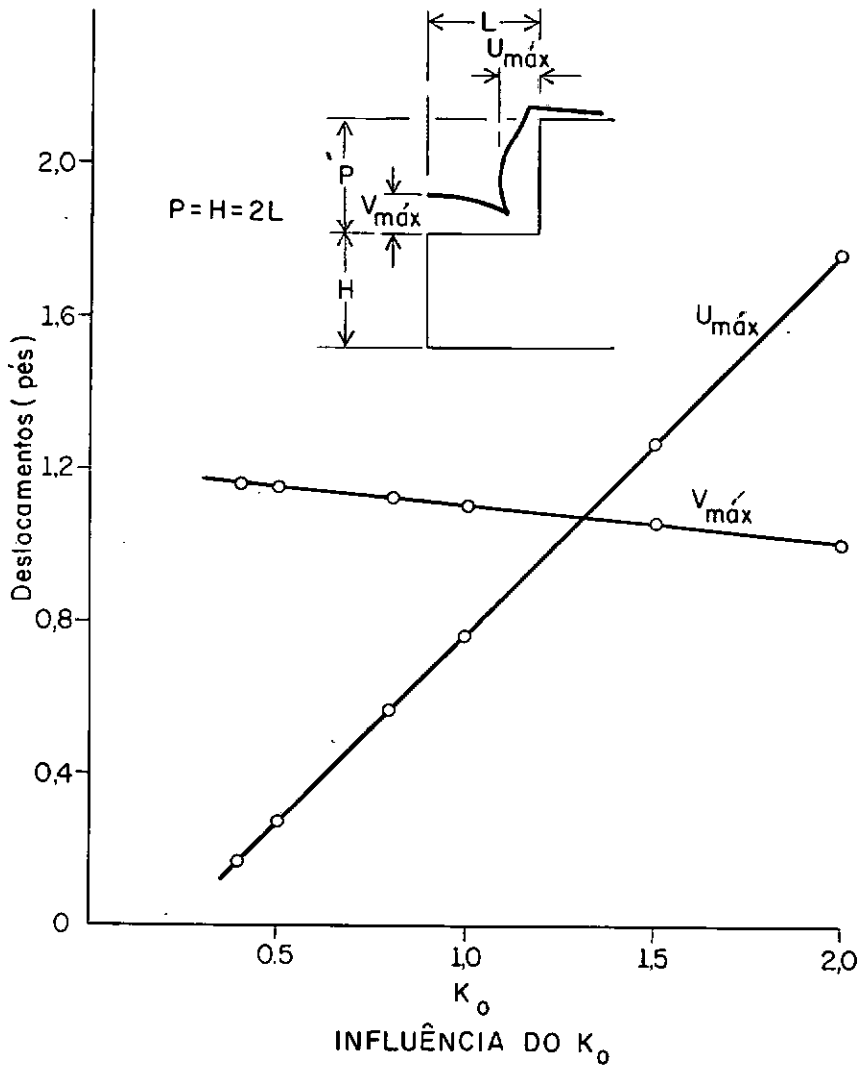


Figura 6.9

## 5) COMPARAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTOS CALCULADOS E INSTRUMENTADOS

A análise do problema de escavações escoradas é dificultada devido ao grande número de variáveis envolvidas e pelo complexo comportamento dos materiais do solo e dos elementos de suporte.

Para verificar a "performance" do programa automático elaborado foi simulada uma seção do Metro de Washington ( G. St. Test Section). Os resultados foram comparados com os obtidos pelo programa GEOSYS, desenvolvido pela Universidade de Illinois (36) e com os resultados instrumentados em campo. O objetivo desse exemplo é mostrar que o programa é capaz de simular as condições de campo.

A malha de elementos finitos escolhida (245 pontos nodais e 70 elementos) e os parâmetros do solo estão apresentadas na Fig. 6.10 e Tabela 6.9 respectivamente.

O programa GEOSYS (36) utiliza o elemento unidimensional para representar os elementos de suporte e 247 elementos isoparamétricos linear para representar o solo.

Os módulos de elasticidade foram estimados baseados nos valores medidos no campo. O coeficiente de Poisson de 0,3, adotado para areias representa uma razoável aproximação para pequenas deformações. Para argilas  $\nu=0,49$ , simula a condição de deformação não drenada para solos. Estes valores correspondem aos utilizados em experiências anteriores para análise de escavações por elementos finitos.

Foi fixado o peso específico em 125 pcf (2,002 t/m<sup>3</sup>) para todo o maciço baseado em resultados de laboratórios e ensaios de densidade no campo.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram estimados com base dos ensaios de laboratório, resistência à penetração, experiências anteriores nos solos da área de Washington e observações no campo.

A determinação precisa da rigidez dos elementos de suporte é muito difícil. Em geral faz-se uma estimativa considerando uma combinação de todos os componentes de sistema. O'Rourke (36) adotou a rigidez de  $115.10^3 \text{ K.ft}^2/\text{ft}$  ( $270.000 \text{ t.m}^2/\text{m}$ ) considerando a parede como sendo contínua e de deformação plana. Este valor foi adaptado para o programa, fixando-se o módulo de elasticidade e de terminando a largura correspondente.

A rigidez da estronca é adotada de modo que a deformação ao nível da escora seja representativa das deformações da sua área de influência.

Palmer e Kenney (1) verificaram, através das deformações medidas no Metro de Oslo, que a rigidez efetiva da escora é aproximadamente 1/50 da rigidez ideal. Segundo O'Rourke, a rigidez efetiva varia entre 45% e 75% da rigidez ideal.

A tabela 6.9 apresenta a sequência de etapas de construção simulada pelo GEOSYS. Para testar o programa elaborado, a simulação da escavação foi efetuada apenas para as duas primeiras etapas.

As figuras 6.11.a e 6.11.b resumem, respectivamente para os estágios 1 e 2, os deslocamentos, calculados e medidos por instrumentação. De um modo geral, os deslocamentos determinados por elementos isoparamétricos quadráticos são maiores que os de deformação linear.

Pelos resultados, pode-se dizer que os deslocamentos calculados pelo Método dos Elementos Finitos e medidos em campo são consistentes e em especial os recalques da superfície do terreno e o levantamento dos pontos onde os instrumentos foram instalados. As discrepâncias são decorrentes da consideração de que a estrutura de suporte é contínua de deformação plana. Além disso, o módulo de elasticidade do solo adotado é independente da pressão confinante e da tensão cisalhante.

Segundo Palmer e Kenney (1) as cargas calculadas nos ele -

mentos de suporte podem variar entre -50% e +50%. Tal variação é inevitável e pode ocorrer durante a simulação de escavação sem considerar o modelo empregado. Por essa razão qualquer projeto deve ser acompanhado em campo e modificado, se necessário. Todos os resultados obtidos por algum programa de computador, devem levar em conta essas limitações e não deve ser tomado como previsões exatas. Os primeiros valores fornecidos pelo computador oferecem certas possibilidades como a indicação dos parâmetros significativos para análise de uma escavação particular e habilidade de fazer cálculos relativamente rápidos quando as condições do campo diferem das condições previstas.

Tabela 6.8 (36) - Parâmetro dos solos.

Nº da camada	Tipo do solo	E		ν	φ	c	
		psi	kg/cm <sup>2</sup>			psi	kg/cm <sup>2</sup>
1	Upper Brown Sand	7000	492	0,3	33°	1,8	0,13
2	Middle Gray Clay	2000	140	0,49	0°	7,0	0,49
3	Gray Sands and Interbedded Stiff Clay	15000	1055	0,3	33°	3,0	0,21
4	Lower Orange Sand	20000	1400	0,3	35°	1,5	0,11
5	Hard Cretaceous Clay	35000	2460	0,49	0°	42,0	2,95
6	Cretaceous Sands, Gravels, Clays	50000	3515	0,3	35°	7,0	0,49

Tabela 6.9 (36) - Sequência de construção.

Etapas	Descrição
1	- Escavação até 20 pés (6,1m) de profundidade.
	- Instalação do primeiro nível das estroncas.
2	- Pré-carregamento do segundo nível das estroncas com 125 Kips (0,178 t/m <sup>2</sup> ).
	- Escavação até 39 pés (9,89m) de profundidade.
3	- Pré-carregamento do terceiro nível das estroncas com 125 Kips (0,178 t/m <sup>2</sup> ).
	- Escavação até 47,5 pés (14,33m) de profundidade.
4	- Pré-carregamento do quarto nível das estroncas com 130 Kips (0,185 t/m <sup>2</sup> ).
	- Escavação até 56 pés (17,07m) de profundidade.
5	- Pré-carregamento do quinto nível das estroncas com 145 Kips (0,206 t/m <sup>2</sup> ).
	- Escavação até 60 pés (18,29m) de profundidade.
6	- Remoção do quinto nível das estroncas.
7	- Construção da laje inferior e das paredes de concreto.
	- Remoção dos níveis quatro e três das estroncas.
8	- Construção da laje superior de concreto.
	- Remoção das estroncas dos níveis dois e um.

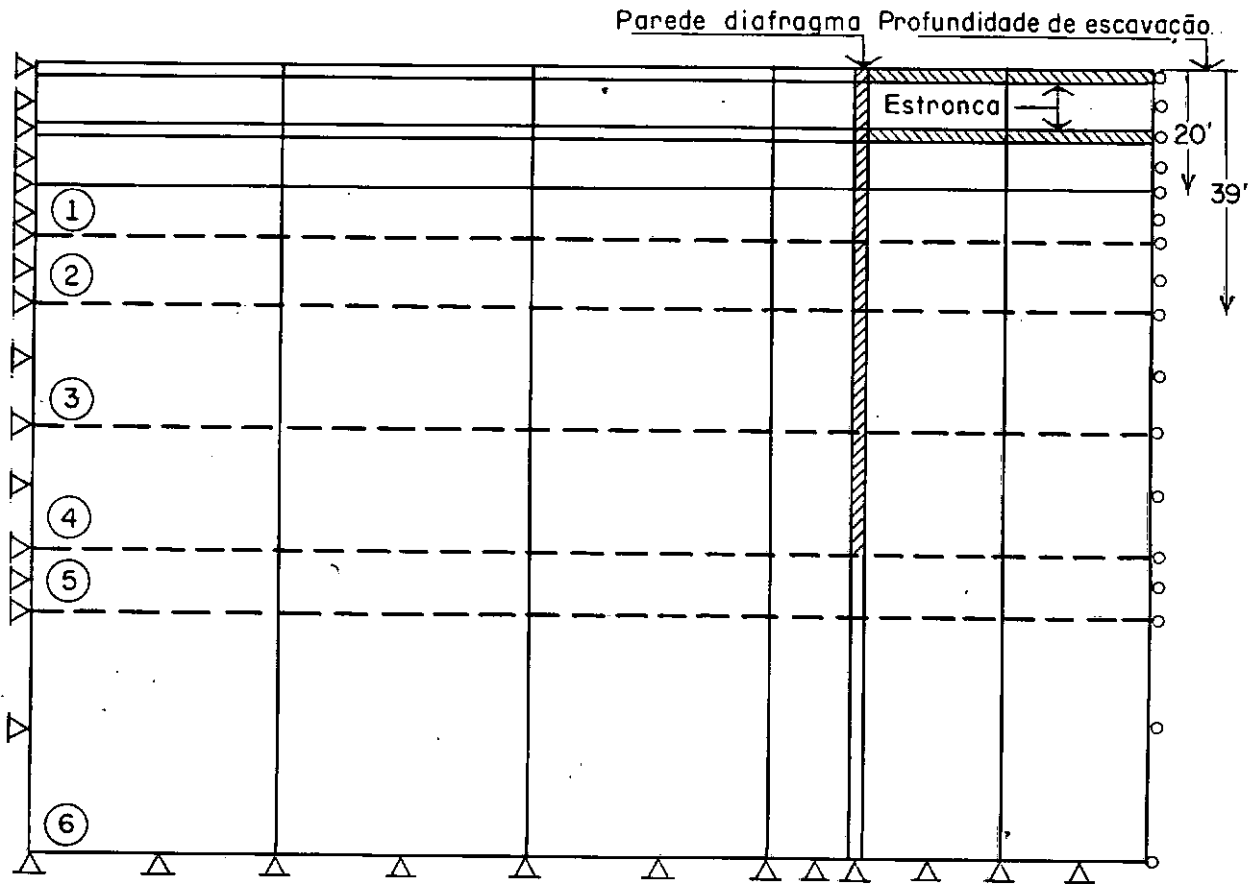
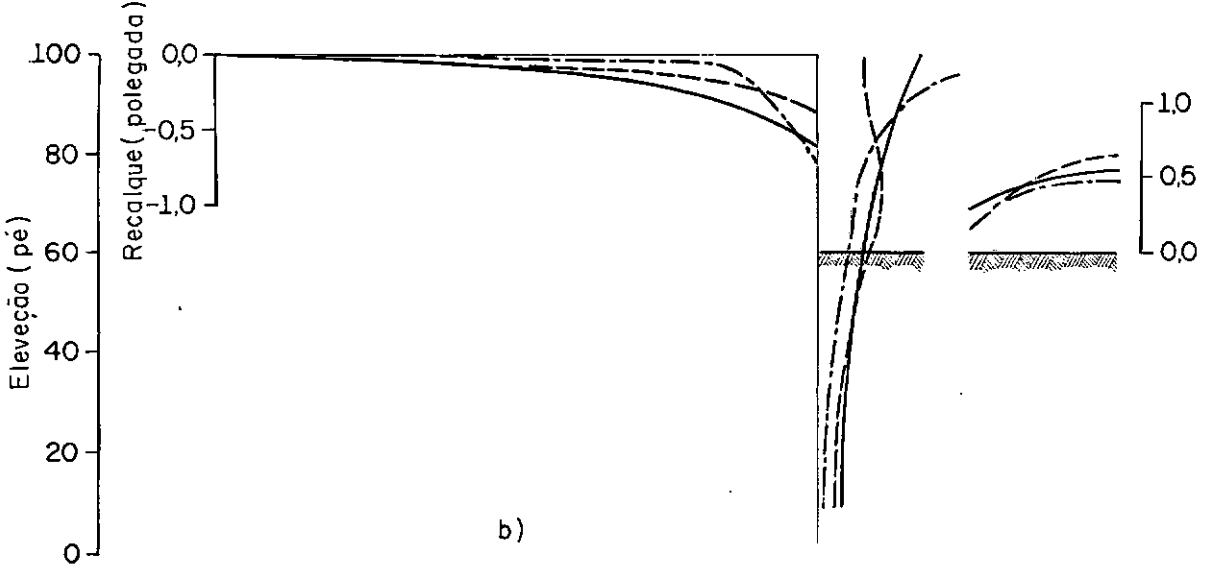
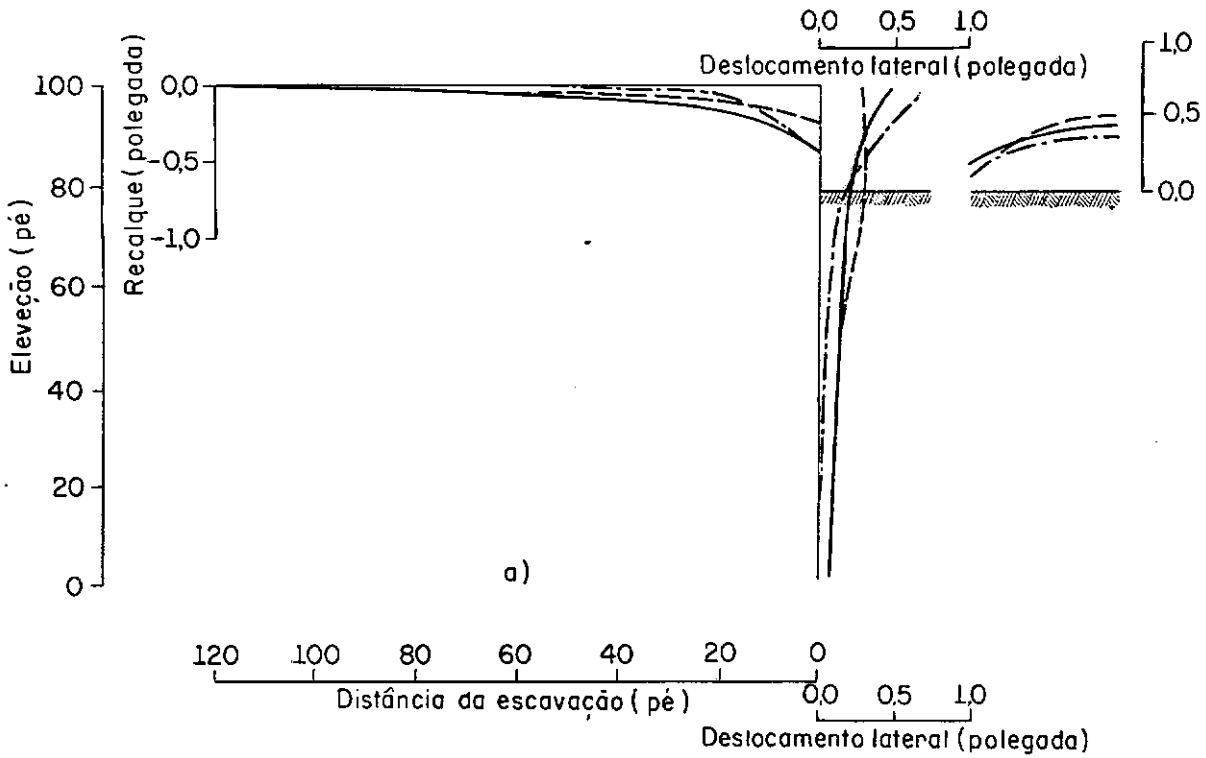


Figura 6.10



- Medido no campo
  - GEOSYS
  - Isoparamétrico quadrático
- } calculados

Figura 6.11

## CONCLUSÃO

Nas aplicações do Método dos Elementos Finitos em Mecânica dos Solos, o uso de formulações simples conduz à precisão e confiança dos resultados. Todo esforço para conseguir precisões excessivas pode ser inútil pois, particularmente em problemas de geotecnia, existem limites práticos para a precisão dos resultados que podem ser obtidos pela solução analítica, numérica e de laborató - rio.

Resumidamente a precisão dos prognósticos feitos utilizando o Método dos Elementos Finitos, depende do conhecimento de 6 fatores principais:

- 1) condições do solo;
- 2) condições iniciais do solo;
- 3) sequência da construção;
- 4) propriedades dos solos determinados pelos ensaios;
- 5) representação do comportamento tensão-deformação do solo para a análise;
- 6) precisão na execução dos cálculos por elementos fini - tos.

A escolha dos fatores determina, como consequência, quanto o problema está bem caracterizado. Por exemplo, no caso de barragens de terra sobre fundação rígida, os primeiros quatro fatores podem ser definidos com suficiente exatidão. Enquanto que os problemas de escavações, que envolvem solos naturais, dependem de todos os 6 fatores. Refinar uns e desprezar outros, não significa aperfeiçoamento dos resultados. Com o conhecimento equilibrado de todos os fatores e acomodações dos resultados de cálculos, o Méto - do dos Elementos Finitos fornecerá resultados bastante precisos para muitos propósitos.

Precisa ser enfatizado que a vantagem do Método dos Ele - mentos Finitos é a capacidade de solucionar problemas complexos. Os resultados fornecidos pelo método tem maior valor prático quando

comparados com os estudos de instrumentação de campo. Se os dois estão em concordância, os resultados numéricos podem ser usados, com uma certa segurança, para estudar o comportamento das regiões do maciço onde os instrumentos não foram instalados.

Deve-se notar ainda que numerosas soluções rápidas e eficientes de computador orientados aos esquemas numéricos, não podem substituir os conhecimentos práticos. A grande quantidade de dados de saída gerados pelo computador será útil, somente se baseado em dados realísticos de entrada e a sua interpretação concordante com os critérios de engenharia.

Em função das inúmeras aplicações, pode-se concluir que, o Método dos Elementos Finitos pode ser empregado com muito sucesso na análise de problemas de geotecnia.

## SUGESTÕES

A simulação de uma escavação envolve inúmeros fatores, conforme abordados, que afetam os resultados de análise. Neste trabalho, foram consideradas as características que foram julgadas essenciais. Outras considerações podem ser incorporadas em casos específicos, podendo ser incluídas como extensão ao desenvolvimento aqui apresentado. Algumas delas seriam:

## a) INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Quando dois elementos adjacentes são constituídos de materiais diferentes, geralmente concreto e solo, ocorre um deslocamento relativo que depende da rugosidade do concreto e do ângulo de a-trito interno do solo. A relação entre a tensão cisalhante e o deslocamento relativo na interface ou descontinuidade é linear e dependente da tensão normal aplicada. Tal fenômeno pode ser simulado com o Método dos Elementos Finitos.

## b) ANISOTROPIA

Os solos naturais ou compactados apresentam diferentes propriedades elásticas nas direções verticais e horizontais. Considerar este fenômeno implica na determinação de parâmetros adicionais dos materiais. Alguns pesquisadores tentaram resolver este problema substituindo o meio anisotrópico por um isotrópico equivalente.

## c) ANÁLISE TRIDIMENSIONAL

A maioria dos problemas de Mecânica dos Solos tem sido resolvida idealizando as condições do campo no estado bidimensional. Em alguns casos, é necessário a análise tridimensional para uma idealização realística. O desenvolvimento e a utilização de um programa para este tipo de análise está na dependência da capacidade de execução do computador.

#### d) MÓDULO DE DEFORMAÇÃO CISALHANTE (G) E MÓDULO DE DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA (K)

Clough e Woodward formularam as características do comportamento tensão-deformação dos solos em termos de módulo de deformação cisalhante e módulo de deformação volumétrica. Segundo esses autores, a utilização destes parâmetros tem algumas vantagens sobre o uso de  $E$  e  $\nu$ :

- $K$  independe da amplitude das deformações e  $G$  decresce com o acréscimo das deformações.
- $G$  pode ser reduzido apropriadamente para representar a não linearidade elástica e a compressibilidade volumétrica do solo após a ruptura.

#### e) DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS

Estudos teóricos e experimentais do comportamento não linear dos solos mostraram que o módulo elasto-plástico é o que mais se aproxima da realidade. Alguns processos foram desenvolvidos em concordância com a teoria da plasticidade. Recentemente, Lade e Duncan apresentaram a teoria de tensão-deformação elasto-plástica para solos não coesivos. Esta teoria leva em conta os efeitos da tensão principal intermediária, dilatância e trajetória de tensões.

#### f) PERCOLAÇÃO

A variação da pressão neutra causada pela percolação resulta na variação de tensão efetiva, causando então deformações adicionais. Dependendo do tipo e da importância da análise, esse fenômeno poderá ser considerado.

#### g) NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Para o elemento isoparamétrico a consideração de grandes deformações se torna extremamente atraente pois não introduz nenhuma modificação no tensor de deformações e não afeta o procedimento desenvolvido presentemente.

## h) "CREEP"

Alguns estudos foram realizados considerando o fenômeno do "creep" baseado nas propriedades lineares determinados em ensaios de laboratório. Poderia aqui, ser estendido para análise com materiais de comportamento não linear.

## i) COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A aplicação do Método dos Elementos Finitos em Mecânica dos Solos no Brasil se encontra ainda na fase inicial. Por isso, se torna necessário uma pesquisa orientada para solos brasileiros adaptando os dados de ensaios de laboratório para uso em soluções de problemas práticos por elementos finitos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. PALMER, J.H.L., KENNEY, T.C., "FESSE: Finite Element Solution of Supported Excavations", University of Toronto, Publication 74-09, May, 1974.
2. 1970 Specialty Conference, "Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures", ASCE, June 22-24 1970 at Cornell University, Ithaca, N.Y.
3. CLOUGH, G.W., DUNCAN, J.M., "Finite Element Analyses of Port Allen and Old River Locks", Office of Research Services, University of California, Berkeley, California, Report No 69-3 September, 1969.
4. DUNLOP, P., DUNCAN, J.M., SEED, H.B., "Finite Element Analyses of Slopes in Soil" Office of Research Services, University of California, Berkeley, California, Report No TE 68-3.
5. DESAI, C.S. "Theory and Applications of the Finite Element Method in Geotechnical Engineering", State-of-Art Report, Proceedings, WES Symp. on Appl. of Finite Elements Methods in Geotechnical Engg. Vicksburg, Miss, May, 1972.
6. DUNCAN, J.M., "Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Dams, Excavations and Slopes", State-of-Art, Symposium on Appl. of the FEM in Geotechnical Engg. U.S. Army Engg. WES, Vicksburg, Miss., 1-4 May, 1972.
7. DUNCAN, J.M., GOODMAN, R.E., "Finite Element Analyses of Slopes in Jointed Rocks", Contract Report No TE 69-3 U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss Feb. 1968.

8. HÖEG, K., "Finite Element Analysis of Strain-Softening Clay", JSMFD, ASCE, Vol. 98, No. SM1, Jan. 1972.
9. DUNCAN, J.M., CHANG, C.Y. "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil", JSMFD, ASCE, Vol. 98, No. SM5, Sept. 1970.
10. RADHAKRISHMAN, N., "Analysis of Triaxial Test by the Finite Element Methods", Proceedings, WES Symposium on Appl. of Finite Element Method in Geotechnical Engineering, Vicksburg, Miss., May 1972.
11. CLOUGH, G.W., "Application of the Finite Element Method to Earth Structure Interaction", State-of-the-Art Report, Proceedings of the Symposium on Applications of the Finite Element Method in Geotechnical Engineering, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. May 1972.
12. DUNLOP, P., DUNCAN, J.M., "Development of Failure Around Excavated Slopes", JSMFD, ASCE, Vol. 95, No. SM2, March 1970.
13. GIRIJAVALLABHAN, C.V., REESE, L., "Finite Element Method For Problems in Soil Mechanics", JSMFD, ASCE, No SM2, March 1968.
14. Anais do 1º Seminário Brasileiro do Método dos Elementos Finitos Aplicado à Mecânica dos Solos - COPPE/UFRJ, Setembro 1974.
15. HARR, M.E., "Foundations of Theoretical Soil Mechanics" McGraw-Hill.
16. CHRISTIAN, J.T., WONG, I.H., "Errors in Simulating Excavation in Elastic Media by Finite Elements", Soils and Foundations Vol. 13, No.1, Mar. 1973, pp.1-10.

17. CHANDRASEKARAN, V.S., KING, G.J.W., "Simulation of Excavation Using Finite Elements", Journal of the Geotechnical Engg. Division, ASCE, Vol. 100, No. GT 9, Sept. 1974.
18. ISHIHARA, K., "Relations Between Process of Cutting and Uniqueness of Solution", Soils and Foundations, Vol. 10, No. 3, Sept. 1970.
19. COROTIS, R.B., FARZIN, M.H., "Nonlinear Stress-Strain Formulation for Soils", JGED, Vol. 100, No. GT9, Sept. 1974.
20. WONG, K.S., DUNCAN, J.M., "Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses", Office of Research Services, University of California, Berkeley, California, Report No. TE 74-3, July 1974.
21. LADE, P.V., "The Stress-Strain and Strength Characteristics of Cohesionless Soils", Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, California, August 1972.
22. JANBU, N. "Principal Stress Ratios and Their Influence on the Compressibility of Soils". Proc. 6th ICOSOMEF - Montreal 1965. Vol. I pp. 249-253
23. DESAI, C.S., "Nonlinear Analysis Using Spline Functions", JSMFD ASCE, Vol. 97, No. SM10 Proc. Paper 8462, Oct. 1971, pp. 1461 - 1480.
24. EISENSTEIN, Z., "Application of Finite Element Method to Analysis of Earth Dams", Anais do 1º Seminário Brasileiro do MEF Aplicado à Mec. dos Solos, COPPE/UFRJ, Set. 1974.

25. KULHAWY, F.H., DUNCAN, J.M., SEED, H.B., "Finite Elements Analysis of Stresses and Movements in Embankments During Construction", USAEWES, Contract Report No. S69-8, Vicksburg, Miss., 1969.
26. BISHOP., A.W., "The Strenght of Soils as Engineering Materials" - Geotechnique - Vol.XVI - No. 2 - June 1966 - pp. 91-130.
27. EBECKEN, N.F.F., "Processo Semi-Analítico para Análise de Estruturas Pelo Método dos Elementos Finitos", COPPE/UFRJ, Tese de Mestrado, 1973.
28. DESAI, C.S., ABEL, J.F., "Introduction to the Finite Element Method", Van Nostrand Reinhold, 1972.
29. ZIENKIEWICZ, O.C., "The Finite Element Method in Engineering Science", McGraw-Hill, 1971.
30. FUJII, J., "Método dos Elementos Finitos Aplicado à Análise de Escavação" - Tese de Mestrado COPPE/UFRJ.
31. COOK, R.D., "Concepts and Applications of Finite Element Analysis", John Wiley & Sons, Inc., 1974.
32. CHANG, C.Y. "Finite Element Analyses of Soil by Deep Excavation and Dewatering", Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1969.
33. FUJII, J., REMY, J.P. "Análise pelo Método dos Elementos Finitos da Influência da Temperatura sobre as Cargas nas Estroncas" - Anais do 1º Seminário Brasileiro do MEF Aplicado à Mec. dos Solos, COPPE/UFRJ, Set. 1974.

34. TSUTSUMI, M., EBECKEN, N.F.F., FUJII, J. "O Método dos Elementos Finitos Aplicado à Simulação de Escavação" - A Publicar
35. PEIXOTO, F.J.L. "Obtenção em Laboratório de Parâmetros de Solos para Aplicação do Método dos Elementos Finitos" - Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ - 1975.
36. O'ROURKE, T.D. "A Study of Two Braced Excavations in Sands - and Interbedded Stiff Clay" - Ph.D. Thesis - University of Illinois - 1975.

## SIMBOLOGIA

- $\gamma$  - Peso específico do solo.  
 $\{K_0\}$  - Coeficiente de empuxo lateral em repouso.  
 $\{K\}$  - Matriz de rigidez do elemento.  
 $\{Q\}$  - Vetor de Forças nodais.  
 $\{Q_0\}$  - Vetor de Forças nodais devido às deformações iniciais.  
 $\{q\}$  - Vetor de deslocamentos para o elemento.  
 $\{\epsilon_i\}$  - Vetor de deformação genérica  $i$ .  
 $\{\epsilon_0\}$  - Vetor de deformações iniciais.  
 $\epsilon_v$  - Deformação volumétrica.  
 $\epsilon_1, \epsilon_3$  - Deformações principais.  
 $\{\sigma_0\}$  - Tensões iniciais.  
 $\{\sigma_i\}$  - Tensões na etapa  $i$  de escavação.  
 $\sigma_d$  - Tensão desvio.  
 $\sigma_x, \sigma_y$  - Componentes de tensões.  
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  - Tensões principais.  
 $\nu$  - Coeficiente de Poisson.  
 $\nu_i$  - Coeficiente de Poisson inicial.  
 $\nu_t$  - Coeficiente de Poisson tangente.  
 $\nu_{ur}$  - Coeficiente de Poisson para descarregamento-recarregamento.  
 $E$  - Módulo de elasticidade.  
 $E_i$  - Módulo de elasticidade inicial.  
 $E_t$  - Módulo de elasticidade tangente.  
 $E_{ur}$  - Módulo de elasticidade para descarregamento-recarregamento.

- $\{F_i\}$  - Forças nodais no nível  $i$  de escavação  
 $\{\Delta F_i\}$  - Variação das forças nodais no nível  $i$  devido à etapa  $j$  de escavação.  
 $N_i$  - Função de interpolação.  
 $\xi, \eta$  - Coordenadas curvilíneas locais.  
 $B$  - Matriz de deformação.  
 $\delta$  - Vetor de deslocamentos nodais.  
 $u, v$  - Componentes de deslocamentos.  
 $\{J\}$  - Matriz Jacobiana.  
 $\{D\}$  - Matriz de Elasticidade.  
 $\{F\}_s^e$  - Vetor de forças nodais equivalentes à carga de superfície.  
 $R_f$  - Índice de ruptura.  
 $c$  - Coesão do solo.  
 $\phi$  - Angulo de atrito interno do solo.  
 $P_a$  - Pressão atmosférica.  
 $K$  - "Módulus Number"  
 $K_{ur}$  - "Modulos Number" para descarregamento-recarregamento  
 $n$  - Expoente  
 $m$  - Expoente  
 $L$  - Fator  
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  - Tensão desvio de ruptura  
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  - Tensão desvio último  
 $G$  - Fator  
 $F$  - Fator  
 $d$  - Constantes

## APÊNDICE A

## MANUAL DE UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA

1º Cartão (I1,78A1)

Coluna 1- LTESTE = 1 apenas verificação dos dados de entrada  
 LTESTE = 0 execução dos cálculos do problema  
 2-79- HED - Título

2º Cartão (16I5)

Coluna 1-5 - NUMNP - Número de pontos nodais  
 6-10- NUMEL - Número de elementos  
 11-15- NUMSOL - Número de diferentes tipos de solos  
 16-20- NMESTC - Número de diferentes materiais de estaca  
 21-25- NMESCO - Idem para escora  
 26-30- NPCE - NPCE=0 Análise linear ou NPCE=1 análise não linear  
 31-35- NPSPS - NPSPS=0 Análise plano tensão ou NPSPS=1 análise plano deformação  
 36-40- NUESTR - Número total de estroncas a serem instaladas  
 41-45- JHIPER - Se JHIPER=0 e NPCE=0, análise linear. Se JHIPER > 0 e NPCE=1, análise não linear utilizando formulação hiperbólica. Se JHIPER=0 e NPCE=1, análise não linear utilizando curvas de laboratório (forma digital)

3º Cartão (78A1)

Coluna 1-78- HED - Tipo de solo

4º Cartão a.1) Se NPCE=0 (8F10.0)

Coluna 1-10- YOUN2 - Módulo de elasticidade  
 11-20- POIS2 - Coeficiente de Poisson  
 21-30- GAMA - Peso específico  
 31-40- COELAT - Coeficiente  $K_0$

41-50- COESÃO - Coesão  $c$

51-60- ATRITO - Angulo de atrito interno  $\phi$

4º Cartão a.2) Se NPCE=1 e JHIPER=0 (I5,7F10.0)

Coluna 1-5 - NCS - Número de curvas  $\sigma_d \times \epsilon_1$  (igual número de curvas  $\epsilon_v \times \epsilon_1$ )

6-15- GAMA - Peso específico

16-25- COELAT - Coeficiente  $K_0$

26-35- COESÃO - Coesão  $c$

36-45- ATRITO - Angulo de atrito interno  $\phi$

4º Cartão b.2) (I5,7F10.0)

Coluna 1-5 - NCD - Número de Abcissas consideradas para cada curva

6-15- SIGM3 - Pressão confinante  $\sigma_3$

4º Cartão c.2) (8F10.0)

Coluna 1-10- EPSI1 - Abcissa  $\epsilon_1$  das curvas  $\sigma_d \times \epsilon_1$

11-20- SIGMAD - Ordenada  $\sigma_d$  correspondente a  $\epsilon_1$

21-30- EPSIV - Ordenada  $\epsilon_v$  correspondente a  $\epsilon_1$

4º Cartão d.2) (8F10.0)

Coluna 1-10- YOUNG4 - Módulo de elasticidade para descarregamento - recarregamento

11-20- POISS4 - Idem para coeficiente de Poisson

Obs.: Os cartões b.2, c.2 e d.2 deverão ter igual número de curvas tensão-deformação.

4º Cartão a.3) (4I5,6F10.0)

Coluna 1-5 - M - Número de curvas tensão-deformação

6-10- L - Número de curvas  $\epsilon_v \times \epsilon_1$ . Se  $L=0$ , corresponde à utilização da formulação proposta por Lade

- 11-15- JJ - Se as curvas tensão-deformação são dadas em termos de  $\sigma_1/\sigma_3 \times \epsilon$ , JJ = 0. Se forem dadas em  $\sigma_d \times \epsilon_1$ , JJ = 1.
- 16-20- ICOND - Se ICOND=0, serão calculados c e  $\phi$ , utilizando envoltória de Mohr-Coulomb representada por uma reta. Se ICOND=1, a envoltória será curvilínea.
- 21-30- PA - Pressão atmosférica
- 31-40- GAMA - Peso específico
- 41-50- COELAT - Coeficiente  $K_0$

4º Cartão b.3) (8F10.0)

- Coluna 1-10- P - Pressão confinante  $\sigma_3$
- 11-20- DPF - Valores de  $(\sigma_1/\sigma_3)_f$  ou  $(\sigma_1 - \sigma_3)$
- 21-30- EAA - Deformação  $\epsilon_1$  correspondente à 70% de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
- 31-40- EAB - Deformação  $\epsilon_1$  correspondente à 95% de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
- 41-50- EVA - Deformação  $\dot{\epsilon}_V$  correspondente à 70% de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
- 51-60- EVB - Deformação  $\epsilon_V$  correspondente à 95% de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$

4º Cartão c.3) (8F10.0) Se L=0

- Coluna 1-10- CONSTR - Valor do "Modulus Number",  $K_{UR}$
- 11-20- PARAML - Parametro L
- 21-30- PARAMN - Expoente N
- 31-40- PARAMQ - Expoente q
- 41-50- EVSIGA - Valor de  $\epsilon_V/\sigma_a$

Obs.: Os cartões a.3, b.3 e c.3 (caso L=0) deverão ser repetidos M vezes.

5º Cartão a.) (Se NMESTC  $\neq$  0 (78A1)

- Coluna 1-78- HED - Tipo do material da estaca

5º Cartão b.) (I5,7F10.0)

Coluna 1-5 MTYPE - Se MTYPE = 11, Aço  
 Se MTYPE = 12, Madeira  
 Se MTYPE = 13, Concreto  
 6-15- YOUN2 - Módulo de Elasticidade  
 16-25- POIS2 - Coeficiente de Poisson  
 26-35- GAMA - Peso específico

Obs.: Os cartões a e b serão repetidos cada tipo de material

6º Cartão a.) Se NMESCO  $\neq$  0 (78A1)

Coluna 1-78- Tipo do material da escora

6º Cartão b.) (I5,7F10.0)

Coluna 1-5 MTYPE - Se MTYPE = 14, Aço  
 Se MTYPE = 15, Madeira  
 Se MTYPE = 16, Concreto  
 6-15- ARESCO- Área da seção transversal da escora  
 16-25- COEDIL- Coeficiente de dilatação térmica  
 26-35- YOUN2 - Módulo de elasticidade

Obs.: Os cartões a e b serão repetidos para cada tipo de material

7º Cartão (I5,F5,2F10.0)

Coluna 1-5 - N - Número do ponto nodal  
 6-10- CODE - Tipo de restrição do ponto nodal. Se CODE=0  
 - Livre, Se CODE=1, restrito na direção x,  
 se CODE=2, restrito nas duas direções.  
 11-20- R - Abcissa x  
 21-30- Z - Ordenada y

Obs.: As coordenadas serão tomadas em relação ao sistema global escolhido. Todos os pontos nodais restritos em quaisquer direção deverão ser definidos.

8º Cartão (16I5)

Coluna 1-5 M - Número do elemento  
 6-10- IX(M,1) - Ponto nodal 1  
 11-15- IX(M,2) - Ponto nodal 2  
 16-20- IX(M,3) - Ponto nodal 3, etc.  
 ⋮  
 46-50- IX(M,9) - Número do material (MTYPE)

Obs.: Os 7º e 8º cartões deverão ser utilizados segundos o exemplo (Fig. A.1 ) a seguir:

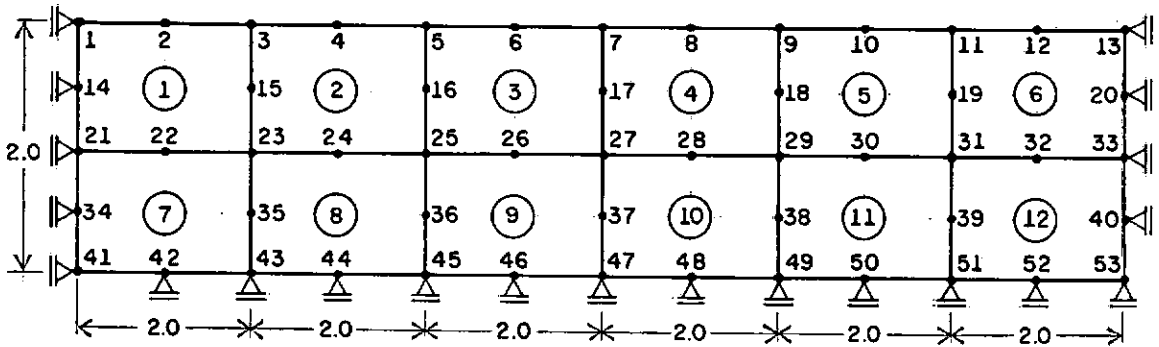


Figura A.1

7º Cartão

1	1.	0.	2.
13	1.	12.	2.
14	1.	0.	1.5
20	1.	12.	1.5
21	1.	0.	1.
33	1.	12.	1.
34	1.	0.	0.5
40	1.	12.	1.
41	3.	0.	0.
42	2.	1.	0.
⋮			
52	2.	11.	0.
53	3.	12.	0.

<u>8º Cartão</u>	}	1	23	3	1	21	15	2	14	22	1
		7	43	23	21	46	35	22	34	42	1
		12	53	53	31	51	44	32	39	52	1

Se tivermos um elemento genérico N representativa da  
estronca deve-se fornecer  $IX(N,9)=10$ .

9º Cartão (16I5)

Coluna 1-5 - NNIVEL - Número de níveis

10º Cartão ( Se NNIVEL  $\neq$  0. (16I5)

Coluna 1-5 - NRETIR - Número de elementos escavados nessa etapa  
6-10- NPOINT - Número de pontos nodais fronteira nessa etapa  
11-15- NJUSTB - Número de elementos cujos lados pertencem à fronteira.

11º Cartão (16I5)

Coluna 1-80- NELRET - Número dos elementos retirados

12º Cartão (16I5)

Coluna 1-5 - JUSTB - Número dos elementos cujos lados pertencem à fronteira  
6-25- LSIDE - Número do lado JUSTB. Varia de 1 a 4, ( vi de vetor de cargas consistentes)

13º Cartão (16I5)

NPONTO - Pontos nodais fronteira.

14º Cartão (16I5)

Coluna 1-5 - JCODIG - JCODIG = 100, outro problema. JCODIG=0, fim da execução do programa. JCODIG  $\neq$  0 ou  $\neq$  100 - Execução de outras etapas do pro -

blema.

- 5-10- JESCAV - JESCAV=1, etapa com escavação JESCAV=0, etapa sem escavação.
- 11-15- JCCONC - Número de carregamentos concentrados nessa etapa.
- 16-20- JESCOR - Número de escoras instaladas nessa etapa
- 21-25- JCDIST - JCDIST=1 existência de carregamentos nessa etapa (caso contrário JCDIST=0).
- 26-30- JCINCR - Número de carregamentos com materiais apenas considerando o peso próprio.
- 31-35- JRIGID - JRIGID=1 - mudança de rigidez do concreto.

15º Cartão Se JRIGID  $\neq$  0 ( 16I5)

- Coluna 1-5 - NECONC - Número de elementos que representam a estrutura de concreto.
- 5-80- NCONCR - Número dos elementos NECONC.

16º Cartão Se JCCONC  $\neq$  0 ( I5,7F10,0)

- Coluna 1-5 - NPC - Número do ponto nodal
- 6-15- UX - Componente da força concentrada direção x.
- 16-25- UY - Idem para direção y.

Obs. Este cartão será repetida JCCONC vezes.

17º Cartão Se JESCOR  $\neq$  0 (16F10.0) e (2I5,7F10,0)

a) Coluna

- 1-10- SIGB - Tensão de pré-compressão na estronca

b) Coluna

- 1-5 - NESTRO - Número da estronca
- 6-10- MTYPE - Número do tipo do material de estronca
- 11-20- TEMP1 - Temperatura de referência
- 21-30- TEMP2 - Temperatura de referência
- 31-40- TENSX - Tensão aplicada na estronca
- 41-80- HED - Tipo do material da escora

Obs.: Repetir os cartões para JESCOR vezes.

18º Cartão Se JCDIST  $\neq$  0 (16I5)

a) Coluna

- 1-5 - NCDIST - Número de diferentes carregamentos distribuídos  
 6-10- NSAPAT - Número de carregamentos uniformes  
 11-15- NCQQ - Número de carregamentos quaisquer

b.1) Se NCDIST  $\neq$  0 (I5,F10,0) e (16I5)

- Coluna 1-5- NELSUB - Número de elementos em que ocorreram a troca de materiais.  
 RO - Peso específico do novo material.

b.2) Coluna

- 1-5 - NESUB - Número dos elementos substituídos.  
 6-25- LSIDE - Número dos lados dos elementos substituídos (vide vetor de cargas consistentes)

c.1) Se NSAPAT  $\neq$  0 (J5,7F10,0)

- Coluna 1-5 - KL - Número do elemento carregado uniformemente  
 6-15- TAXA - Taxa de trabalho (tensão aplicada).

Obs.: Repetir NSAPAT vezes

d.1) Se NCQQ  $\neq$  0 ( I5,7F10,0)

- Coluna 1-5 - KL - Número do elemento carregado  
 6-65- PP - Intensidade dos carregamentos nos pontos

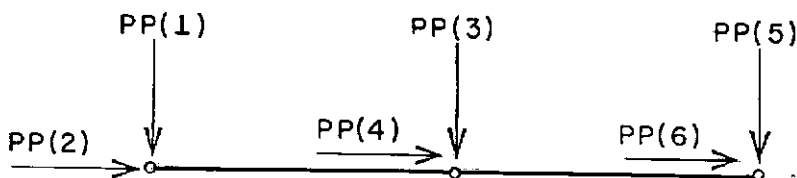


Figura A.2

Obs.: Repetir NCQQ vezes

19º Cartão Se JCINCR  $\neq$  0 (2I5,7F10.0)

Coluna 1-5 - KL - Número do elemento incrementado  
6-10- MTYPE - Número do material  
11-20- PESPEC- Peso específico  
21-30- COELAT- Coeficiente  $K_0$

Obs.: Repetir NCQQ vezes.

## APÊNDICE B

## LISTAGEM DO PROGRAMA

```

FILE      5=CARTOES,UNIT=READER
FILE      6=IMPRESS,UNIT=PRINTER
FILE      1=FILE1,UNIT=DISKPACK,RECORD=142,BLOCKING=15,AREA=500*2
FILE      2=FILE2,UNIT=DISKPACK,RECORD=1040,AREA=10
FILE      3=FILE3,UNIT=DISKPACK,RECORD=142,BLOCKING=15,AREA=500*2
FILE      11=FILE11,UNIT=DISKPACK,RECORD=512,AREA=100
C*****
C
C COPPE/UFRJ - MITSUO TSUTSUMI - TESE MESTRADO - DEZEMBRO/1975
C
C ANALISE POR TENSOES OU DEFORMACOES PLANAS
C
C ELEMENTO ISOPARAMETRICO QUADRATICO
C*****
C IMPLICIT REAL *8(A-G,J-Z)
  DIMENSION DESLOC(2,437),V(16),DF(16),FORCAX(50,8),FORCAY(50
1,9)
  COMMON HED(78),NUMEL,NUMNP,NUMSOL,NPCE,NPSPTS,NUESTR
-----COMMON /ORDARG/ R(437),Z(437),UX(437),CODE(437),UY(437),IFR-----
ION
  COMMON /BRUDER/ SIGXM(130),SIGYM(130),TAUXYM(130),SIGTD(437
1,3),SIGXM1(130),SIGYM1(130),TAUXY1(130)
  COMMON /SPITZ/ IX(130,9),KL
  COMMON /CLARK/ YOUNG(130),POISS(130)
  COMMON /HAYES/ PP(6),LADO
  COMMON /BANARG/ B(140),A(140,70),MBAND,NUMBLK
  COMMON /CLAY/ SIGMA1,SIGMA3,ALFA,TMAX,OMEGA
  COMMON /MERCKX/ SIGM3(11,9),SIGMAD(9,11,21),YOUNG1(9,11,21)
1,POISS1(9,11,21),YOUNG4(11,9),POISS4(11,9)
  COMMON /GRAFI/ EPSI1(21,11),EPSIV(21,11),NCS(11),NCD(11)
  COMMON /MATARG/ ARESO(16),COEDIL(16),TEMP1(16),TEMP2(16),
1TENSX(16)
  COMMON /OWENS/ COELAT(13),PESPEC(130),JCINCR,JESPEC
  COMMON /AARON/ NRETIR(8),NPOINT(8),LSIDE(130,4),NELRET(30,8
1),NPONTO(130,8),JUSTB(130,8),NJUSTB(8),NESUB(130),NELSUB
  COMMON /STIF/ NNIVEL,JESCAV
  COMMON /SHAW/ RCODE,STEN(130),SCODE(130)
  COMMON /PELE/ S(16,16),PL(16)
  COMMON /TEST/ POIS2(16),GAMA(13),YOUN2(16),NMESTC,NMESCO,JH
1IPER,NCONCR(30)
  COMMON/OETER/ CONSTR(9),PARAML(9),PARAMM(9),PARAMQ(9),EVSIG
1A(9)
  COMMON /UM/ XIN(20),YIN(20),XSLOPE,YINTER,M,L,KK,JJ,LTESTE,
1ICOND
  COMMON /DOIS/ P(20),DPA(20),DPB(20),DPF(20),PA

```

```

COMMON /TRES/ EAA(20),EAB(20),EVA(20),EVB(20),ERA(20),ERB(2
10)
COMMON /QUATRO/ COESA3 (10),ATRITO(10),DANGL1
COMMON /SEIS/ CONSTC(10),EXP(10),RF(10),G(10),F(10),DAVE(1
10)
C*****
PRINT 20001
20000 CONTINUE
PRINT 1022
GAMA(10)=0.
JESCAV=0
ICODIG=0
JCODIG=1000
JESPEC=1
READ 1000,LTESTE,(HED(I),I=1,78)
READ 1003 , NUMNP,NUMEL,NUMSOL,NMESTC,NMESCO,NPCE,NPSPS,NUE
1STR,JHIPER
IF(NUMNP.EQ.0) STOP
IF(LTESTE.NE.0) CALL TESTE (JCODIG)
IF(JCODIG.EQ.0) STOP
IF(JCODIG.EQ.100) GO TO 20000
PRINT 1500,(HED(I),I=1,78)
IF (NPSPS.LT.1) GO TO 51
PRINT 1501
GO TO 52
51 PRINT 1502
52 PRINT 1503,NUMNP,NUMEL,NUMSOL,NMESTC,NMESCO,NUESTR
IF(NUMSOL.EQ.0) GO TO 53
IF(NPCE.EQ.1) GO TO 67
C*****
C   DEFINICAO DAS CARACTERISTICAS DOS SOLOS
C*****
C////////////////////////////////////
C   LINEARIDADE DO SOLO
C////////////////////////////////////
PRINT 65
PRINT 68
DO 66 M=1,NUMSOL
READ 1002,(HED(I),I=1,78)
PRINT 1500,(HED(JK),JK=1,78)
READ 1004,YOUN2(M),POIS2(M),GAMA(M),COELAT(M),COESAO(M),ATR
1ITO(M)
PRINT 4002,M,YOUN2(M),POIS2(M),GAMA(M),COELAT(M),COESAO(M),
1ATRITO(M)
IF(GAMA(M).NE.0.) JESPEC=2
ATRITO(M)=ATRITO(M)*3.141592653589793/180.
66 CONTINUE
GO TO 53
67 CONTINUE
IF(JHIPER.EQ.1) GO TO 59

```

```

C ////////////////////////////////////////////////////////////////////
C   NAO LINEARIDADE DO SOLO - ENSAIOS DE LABORATORIO
C ////////////////////////////////////////////////////////////////////
  PRINT 19
  PRINT 20
  DO 41 KK=1,NUMSOL
  READ 1002, (HED(I),I=1,78)
  PRINT 1500,(HED(KJ),KJ=1,78)
  READ1955, NCS(KK),GAMA(KK),COELAT(KK),COESAO(KK),ATRITO(KK)
  PRINT1960, NCS(KK),GAMA(KK),COELAT(KK),COESAO(KK),ATRITO(KK)
  IF(GAMA(KK).NE.0.) JESPEC=2
  ATRITO(KK)=ATRITO(KK)*3.141592653589793/180.
  MCS=NCS(KK)+1
  DO 1954 J=2, MCS
  READ 1955, NCD(J), SIGM3(J, KK)
  PRINT 1020, J, NCD(J), SIGM3(J, KK)
  MCD=NCD(J)+1
  READ 1004, (EPSI1(I, J), SIGMAD(KK, J, I), EPSIV(I, J), I=2, MCD)
  READ 1004, YOUNG4(J, KK), POISS4(J, KK)
  PRINT 1959, (EPSI1(I, J), SIGMAD(KK, J, I), EPSIV(I, J), I=2, MCD)
1954 CONTINUE
C=====
  CALL GRAFIC (KK)
C=====
  DO 41 J=1, MCS
  PRINT 1958
  PRINT 1963, J, YOUNG4(J, KK), POISS4(J, KK)
  DO 41 I=1, 21
  PRINT 1957, J, (I, SIGMAD(KK, J, I), YOUNG1(KK, J, I), POISS1(KK, J, I
  1))
  41 CONTINUE
  GO TO 53
  59 CONTINUE
C ////////////////////////////////////////////////////////////////////
C   NAO LINEARIDADE DO SOLO (FUNCOES HIPERBOLICAS)
C ////////////////////////////////////////////////////////////////////
  PRINT 1950
  DO 58 I=1, NUMSOL
  READ 1002, (HED(NM), NM=1, 78)
  PRINT 1500, (HED(IJ), IJ=1, 78)
  READ 120, M, L, JJ, ICOND, PA, GAMA(I), COELAT(I)
  READ 1004, CONSTR(I)
  IF(GAMA(I).NE.0.) JESPEC=2
  DO 10 J=1, M
  READ 1004, P(J), DPF(J), EAA(J), EAB(J), EVA(J), EVB(J)
  10 CONTINUE
C=====
  CALL HIPEBL (I)
C=====
  ATRITO(I)=ATRITO(I)*3.141592653589793/180.

```

```

IF(L.NE.0) GO TO 58
READ 1004,CONSTR(I),PARAML(I),PARAMM(I),PARAMQ(I),EVSIGA(I)
PRINT 1952 ,(GAMA(I),COELAT(I),CONSTC(I),CONSTR(I),COESAO(I
1),ATRITO(I),EXPN(I),RF(I),PARAML(I),PARAMM(I),PARAMQ(I),EVS
2IGA(I)
58 CONTINUE
SIGMA1=0.
SIGMA3=0.01
C*****
C    CARACTERISTICAS DOS MATERIAIS DA ESTACA
C*****
53 IF(NMESTC.EQ.0) GO TO 55
PRINT 1710
DO 1706 M=1,NMESTC
READ 1002,(HED(IK),IK=1,78)
PRINT 1500,(HED(KL),KL=1,78)
READ1707,MTYPE,YOUN2(MTYPE),POIS2(MTYPE),GAMA(MTYPE)
PRINT 1751,MTYPE,YOUN2(MTYPE),POIS2(MTYPE),GAMA(MTYPE)
COELAT(MTYPE)=0.
1706 CONTINUE
55 CONTINUE
C*****
C    CARACTERISTICAS DOS MATERIAIS DA ESCORA
C*****
IF(NMESCO.EQ.0) GO TO 56
DO 5000 M=1,NMESCO
READ 1002,(HED(I),I=1,78)
PRINT 1500 ,(HED(I),I=1,78)
READ 1707,MTYPE,COEDIL(MTYPE),YOUN2(MTYPE),POIS2(MTYPE)
PRINT 5002,MTYPE,COEDIL(MTYPE),POIS2(MTYPE),YOUN2(MTYPE)
IF(NPSPS.EQ.1) COEDIL(MTYPE)=(1.+POIS2(MTYPE))*COEDIL(MTYPE
1)
5000 CONTINUE
56 CONTINUE
C*****
C    LEITURA E IMPRESSAO DOS DADOS DOS PONTOS NODAIS
C*****
PRINT 2004
L=0
60 READ 1006 , N, CODE(N), R(N), Z(N)
NL=L+1
ZX=N-L
IF(L.EQ.0) GO TO 70
DR=(R(N)-R(L))/ZX
DZ=(Z(N)-Z(L))/ZX
70 L=L+1
C*****
C    INTERPOLACAO ENTRE OS NUMEROS DOS PONTOS NODAIS
C*****
IF(N-L) 100,90,80

```

```

80 CODE(L)=0.0
   R(L)=R(L-1)+DR
   Z(L)=Z(L-1)+DZ
   UX(L)=0.0
   UY(L)=0.0
   GO TO 70
90 PRINT 2002, (K, CODE(K), R(K), Z(K), K=NL, N)
   IF (NUMNP-N) 100, 110, 60
100 PRINT 2009, N
110 CONTINUE
C*****
C   LEITURA E IMPRESSAO DAS PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS
C*****
   PRINT 2001
   N=0
130 READ 1003, M, (IX(M, I), I=1, 9)
140 N=N+1
   IF (M-N) 170, 170, 150
C*****
C   INTERPOLACAO ENTRE ELEM. QUE FALTAM NOS DADOS DE ENTRADA
C*****
150 IX(N, 1)=IX(N-1, 1)+2
   IX(N, 2)=IX(N-1, 2)+2
   IX(N, 3)=IX(N-1, 3)+2
   IX(N, 4)=IX(N-1, 4)+2
   IX(N, 5)=IX(N-1, 5)+1
   IX(N, 6)=IX(N-1, 6)+2
   IX(N, 7)=IX(N-1, 7)+1
   IX(N, 8)=IX(N-1, 8)+2
   IX(N, 9)=IX(N-1, 9)
170 PRINT 2003, N, (IX(N, I), I=1, 9)
   IF (M-N) 180, 180, 140
180 IF (NUMEL-N) 190, 190, 130
190 CONTINUE
C*****
C   DETERMINACAO DA LARGURA DA BANDA
C*****
   J=0
   DO 340 N=1, NUMEL
   DO 340 I=1, 8
   DO 325 L=I, 8
   KK=IX(N, I)-IX(N, L)
   IF (KK.LT.0) KK=-KK
   IF (KK-J) 325, 325, 320
320 J=KK
325 CONTINUE
340 CONTINUE
   MBAND=2*J+2
   PRINT 10013, MBAND
C*****

```

## C      TENSÕES E DESLOCAMENTOS INICIAIS

C\*\*\*\*\*

```

DO 155 I=1,NUMEL
MYPE=IX(I,9)
PEPEC(I)=GAMA(MYPE)
SIGXM(I)=0.
SIGYM(I)=0.
TAUXYM(I)=0.
STEN(I)=0.
SCODE(I)=0.
POISS(I)=0.

```

155 CONTINUE

```

DO 2021 K=1,NUMNP
DESLOC(1,K)=0.
DESLOC(2,K)=0.
SIGTD(K,1)=0.
SIGTD(K,2)=0.
SIGTD(K,3)=0.

```

2021 CONTINUE

```

IF(NPCE.EQ.0) GO TO 2027
REWIND 2

```

```

WRITE (2)(SIGXM(I),SIGYM(I),TAUXYM(I),STEN(I),I=1,NUMEL)

```

2027 CONTINUE

C\*\*\*\*\*

## C      DEFINICOES DOS NIVEIS DAS ESCAVACOES

C\*\*\*\*\*

```

READ 1003,NNIVEL
IF(ICODIG.EQ.0) GO TO 49

```

8001 CONTINUE

```

DO 8027 IFRON=1,NNIVEL
READ 1003,NRETIR(IFRON),NPOINT(IFRON),NJUSTB(IFRON)
NRETI=NRETIR(IFRON)
NPOIN=NPOINT(IFRON)
JUST=NJUSTB(IFRON)
READ 1003,(NELRET(I,IFRON),I=1,NRETI)
READ 8025,(JUSTB(I,IFRON),(LSIDE(JUSTB(I,IFRON),J1),J1=1,4)
1,I=1,JUST)
READ 1003,(NPONTO(I,IFRON),I=1,NPOIN)

```

C=====

```

CALL ESCAVC

```

C=====

```

DO 8032 IJK=1,NPOIN
KJI=NPONTO(IJK,IFRON)
FORCAX(IJK,IFRON)=0.
FORCAY(IJK,IFRON)=0.
FORCAX(IJK,IFRON)=UX(KJI)
FORCAY(IJK,IFRON)=UY(KJI)
UX(KJI)=0.
UY(KJI)=0.

```

8032 CONTINUE

```

8027 CONTINUE
IFRON=0
49 CONTINUE
IF(ICODIG.EQ.1.AND.NPCE.EQ.1) GO TO 83
DO 81 KL=1,NUMEL
MTYPE=IX(KL,9)
IF(MTYPE.EQ.10) GO TO 78
IF(MTYPE.GE.11) GO TO 71
IF(NPCE.EQ.0.OR.JHIPER.EQ.0) GO TO 71

```

```

C=====
CALL HIPERB (L)
C=====

```

```

GO TO 85
71 CONTINUE
IF(NPCE.EQ.1) GO TO 82
YJUNG(KL)=YOUN2(MTYPE)
IF(ICODIG.EQ.1) POISS(KL)=POISS2(MTYPE)
GO TO 86
78 YOUNG(KL)=0.
POISS(KL)=0.
GO TO 81
82 CONTINUE
IF(ICODIG.EQ.0) YOUNG(KL)=YOUNG1(MTYPE,2,1)
-----86 IF(NPSPS.EQ.0) GO TO 81-----
POISS(KL)=POISS(KL)/(1.-POISS(KL))
YOUNG(KL)=YOUNG(KL)/(1.-POISS(KL)**2)
85 CONTINUE
IF(ICODIG.EQ.0) POISS(KL)=0.
81 CONTINUE
83 CONTINUE
DO 2028 I=1,NUMNP
UX(I)=0.
UY(I)=0.
2028 CONTINUE
IF(JESPEC.NE.0) GO TO 6009

```

```

C*****

```

```

C LEITURA DAS ETAPAS DA EXECUCAO DA OBRA

```

```

C*****

```

```

READ 1003,JCODIG,JESCAV,JCCONC,JESCOR,JCDIST,JCINCR,JRIGID
IF(JCODIG.EQ.100) GO TO 20000
IF(JCODIG.EQ.0) GO TO 1705
PRINT 10017,ICODIG
IF(JRIGID.EQ.0) GO TO 1711

```

```

C*****

```

```

C AUMENTO DE RIGIDEZ DO CONCRETO

```

```

C*****

```

```

READ 1003,NECONC,(NCONCR(I),I=1,NECONC)
DO 301 I9=1,NECONC
KL=NCONCR(I9)
IX(KL,9)=13

```

```

YOUNG(KL)=YOUN2(IX(KL,9))
PJOISS(KL)=POISS2(IX(KL,9))
301 CONTINUE
1711 CONTINUE
IF(JCCONC.EQ.0) GO TO 1702
C*****
C   CARGAS CONCENTRADAS
C*****
PRINT 1204
PRINT 15
DO 21 ILA=1,JCCONC
READ 1955,NPC,UX(NPC),UY(NPC)
PRINT 1016,NPC,UX(NPC),UY(NPC)
21 CONTINUE
1702 CONTINUE
IF(JESCAV.EQ.0) GO TO 1703
C*****
C   ESCAVACAO
C*****
IFRON=IFRON+1
PRINT 8009
NRETI=NRETIR(IFRON)
DO 8008 KK=1,NRETI
KL=NELRET(KK,IFRON)
IX(KL,9)=10
8008 CONTINUE
NPOIN=NPOINT(IFRON)
DO 8010 I=1,NPOIN
J=NPONTO(I,IFRON)
IF(CODE(J).EQ.3.) GO TO 8011
UX(J)=-FORCAX(I,IFRON)
UY(J)=-FORCAY(I,IFRON)
IF(CODE(J).EQ.1.) UX(J)=0.
IF(CODE(J).EQ.2.) UY(J)=0.
GO TO 8012
8011 UX(J)=0.
UY(J)=0.
8012 CONTINUE
8010 CONTINUE
PRINT 8003,NRETIR(IFRON),NPOINT(IFRON),NJUSTB(IFRON)
PRINT 8004
PRINT 1003 , (NELRET(I,IFRON),I=1,NRETI)
PRINT 8030
PRINT 1003 , (JUSTB(I,IFRON),I=1,JUST)
PRINT 8006
PRINT 1003 , (NPONTO(I,IFRON),I=1,NPOIN)
1703 CONTINUE
IF(JESCOR.EQ.0) GO TO 1708
C*****
C   INSTALACAO DA ESTRONCA

```

```

C*****
PRINT 6000
DO 6001 J=1, NUESTR
TEMP1(J)=0.
TEMP2(J)=0.
TENSX(J)=0.
6001 ARESO(J)=0.
DO 6003 J=1, JESCOR
READ 6004, NESTRO, MTYPE, TEMP1(NESTRO), TEMP2(NESTRO), TENSX(NE
1STRJ), (HED(I), I=1, 40)
IX(NESTRO, 9)=MTYPE
YOUNG(NESTRO)=YOUN2(MTYPE)
POISS(NESTRO)=POIS2(MTYPE)
PRINT 6005, NESTRO, MTYPE, (HED(I), I=1, 40), TEMP1(NESTRO), TEMP2
1(NESTRO), TENSX(NESTRO), POISS(NESTRO), YOUNG(NESTRO)
6003 CONTINUE
1708 CONTINUE
IF(JCDIST.EQ.0) GO TO 1709
C*****
C CARREGAMENTO DISTRIBUIDO
C*****
READ 1003, NCDIST, NSAPAT, NCQQ
IF(NCDIST.EQ.0) GO TO 7003
READ 1955, NELSUB, RO
READ 8025, (NESUB(I), (LSIDE(NESUB(I), J), J=1, 4), I=1, NELSUB)
PRINT 7001, NELSUB, RO
PRINT 8025, (NESUB(I), (LSIDE(NESUB(I), J), J=1, 4), I=1, NELSUB
1)
C=====
CALL DISTR8 (RO)
C=====
7003 IF(NSAPAT.EQ.0) GO TO 7017
PRINT 7014, NSAPAT
READ 1955, KL, TAXA
DO 7012 IJ=1, NSAPAT
LADO=1
PRINT 7015, IJ, KL, TAXA
DO 7016 I=1, 5, 2
PP(I)=0.
PP(I+1)=-TAXA
7016 CONTINUE
C=====
CALL PRESS
C=====
7012 CONTINUE
7017 IF(NCQQ.EQ.0) GO TO 1709
DO 7018 IJ=1, NCQQ
LADO=1
READ 1955, KL, (PP(I), I=1, 6)
PRINT 1955, KL, (PP(I), I=1, 6)

```

```

C=====
      CALL PRESS
C=====
7018 CONTINUE
1709 CONTINUE
      IF(JCINCR.EQ.0) GO TO 6009
C*****
C      CONSTRUCAO INCREMENTAL
C*****
      DO 201 I=1,NUMEL
201 PESPEC(I)=0.
      DO 202 I1=1,JCINCR
      READ 1003 , KL,MTYPE
      IX(KL,9)=MTYPE
      YOUNG(KL)=YOUNG2(MTYPE)
      POISS(KL)=POISS2(MTYPE)
      PESPEC(KL)=GAMA(MTYPE)
      IF(NPSPS.EQ.0) GO TO 202
      POISS(KL)=POISS(KL)/(1.-POISS(KL))
      YOUNG(KL)=YOUNG(KL)/(1.-POISS(KL)**2)
202 CONTINUE
6009 CONTINUE
C*****
C      M E T O D O   D O S   E L E M E N T O S   F I N I T O S
C
C*****
      JVEZ=1
      IF(NPCE.EQ.0.OR.JESPEC.EQ.2) JVEZ=2
      IF(JESPEC.EQ.1) GO TO 601
500 CONTINUE
C*****
C      MONTAGEM DA MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL
C*****
C=====
      CALL STIFF (JVEZ)
C=====
      DO 34 N=1,NUMEL
34 IF(IX(N,9).LT.0) IX(N,9)=-IX(N,9)
C*****
C      CALCULO DOS DESLOCAMENTOS
C*****
C=====
      CALL BANSOL
C=====
C      CALCULO DAS TENSOES
C*****
C=====
      CALL TENS (JVEZ)

```

```

=====
C
  IF(ICODIG.EQ.0) GO TO 601
  IF(JVEZ.EQ.1) GO TO 601
  DO 3 N=1,NUMNP
  DESLOC(1,N)=DESLOC(1,N)+B(2*N-1)
  DESLOC(2,N)=DESLOC(2,N)+B(2*N)
3 CONTINUE
  IF(JESCAV.EQ.0) GO TO 1701
  NPOIN=NPOINT(IFRON)
  NRETI=NRETIR(IFRON)
  DO 1704 I=1,NRETI
  KL=NELRET(I,IFRON)
  DO 1704 IL=1,8
  II=IX(KL,IL)
  IGUAL=0
  DO 1713 J=1,3
1713 SIGTD(II,J)=0.
  DO 1714 LI=1,NPOIN
  IF(II.EQ.NPONTO(LI,IFRON)) IGUAL=1
1714 CONTINUE
  IF(IGUAL.NE.0) GO TO 1704
  DO 1712 J=1,2
1712 DESLOC(J,II)=0.
1704 CONTINUE
-----
  IF (NPSPS.LT.1) GO TO 61.
  PRINT 1600
  GO TO 62
  61 PRINT 1601
  62 CONTINUE
1701 CONTINUE
  PRINT 1205
  LN=NUMNP/2
  IF((NUMNP*2).NE.(LN*4)) LN=LN+1
  DO 1208 N=1,LN
  NL=LN+N
  IF(NL.GT.NUMNP) GO TO 1300
  PRINT 1206 ,N,DESLOC(1,N),DESLOC(2,N),NL,DESLOC(1,NL),DESLO
1C(2,NL)
1208 CONTINUE
  GO TO 1301
1300 PRINT 1213,N,DESLOC(1,N),DESLOC(2,N)
1301 CONTINUE
  PRINT 1207
  9 CONTINUE
  IF(JESCAV.EQ.0) GO TO 601
  KFRON=IFRON+1
  IF(KFRON.GT.NNIVEL) GO TO 601
  DO 608 NFRON=KFRON,NNIVEL
  NPOIN=NPOINT(NFRON)
  JUST=NJUSTB(NFRON)

```

```

DO 602 JB=1,JUST
JA=JUST8(JB,NFRON)
JP=JA
READ (11,JP) ((S(I2,J2),I2=1,16),J2=1,16)
DO 605 I=1,8
II=IX(JA,I)
V(2*I-1)=B(2*II-1)
605 V(2*I)=B(2*II)
DO 606 I=1,16
DF(I)=0.
DO 606 J=1,16
606 DF(I)=DF(I)+S(I,J)*V(J)
DO 607 I=1,8
II=IX(JA,I)
DO 607 JO=1,NPOIN
IF(II.NE.NPONTO(JO,NFRON)) GO TO 607
FJRCAX(JO,NFRON)=FORCAX(JO,NFRON)+DF(2*I-1)
FORCAY(JO,NFRON)=FORCAY(JO,NFRON)+DF(2*I)
607 CONTINUE
602 CONTINUE
608 CONTINUE
601 CONTINUE
IF(JVEZ.LT.2) GO TO 4
PRINT 1209
PRINT 1210
IF(JESPEC.NE.0) PRINT 10015
IF(ICODIG.GE.1.AND.JVEZ.EQ.2) PRINT 10010,ICODIG
PRINT 1210
PRINT 1211
PRINT 1212
PRINT 1211
IF(JVEZ.EQ.2) PRINT 2013,(I,(SIGTD(I,J),J=1,3),I=1,NUMNP)
PRINT 1209
IF(NPCE.EQ.0) GO TO 153
REWIND 2
READ(2)(SIGXM(KL),SIGYM(KL),TAUXYM(KL),STEN(KL),KL=1,NUMEL)
153 CONTINUE
DO 5 KL=1,NUMEL
IF(IX(KL,9)-10) 76,7,5
7 CONTINUE
SIGXM(KL)=0.
SIGYM(KL)=0.
TAUXYM(KL)=0.
STEN(KL)=0.
YOUNG(KL)=0.
POISS(KL)=0.
GO TO 5
76 CONTINUE
SIGXM(KL)=SIGXM(KL)+SIGXM1(KL)
SIGYM(KL)=SIGYM(KL)+SIGYM1(KL)

```

```

      TAUXYM(KL)=TAUXYM(KL)+TAUXY1(KL)
C=====
      CALL TPRIN (JVEZ)
C=====
      IF(NPCE.EQ.0) GO TO 5
      IF(JHIPER.EQ.0) GO TO 10006
C=====
      CALL HIPERB(L)
C=====
      GO TO 5
10006 CONTINUE
C=====
      CALL PSOLO
C=====
      5 CONTINUE
      IF(NPCE.EQ.0) GO TO 154
      REWIND 2
      WRITE (2)(SIGXM(KL),SIGYM(KL),TAUXYM(KL),STEN(KL),KL=1,NUME
1L)
      154 CONTINUE
      ICODIG=ICODIG+1
      IF(JESPEC.EQ.2) GO TO 84
      JESPEC=0
      IF(JVEZ.EQ.2) GO TO 49
      84 CONTINUE
      JESPEC=0
      IF(ICODIG.GE.2) GO TO 83
      DO 10004 I=1,NUMNP
      DESLOC(1,I)=0.
      DESLOC(2,I)=0.
      4 CONTINUE
10004 CONTINUE
      IF(NNIVEL.NE.0) GO TO 8001
      GO TO 49
      DO 8 KL=1,NUMEL
      MTYPE=IX(KL,9)
      IF(IX(KL,9).GE.10) GO TO 8
      SIGXM(KL)=SIGXM(KL)+SIGXM1(KL)/2.
      SIGYM(KL)=SIGYM(KL)+SIGYM1(KL)/2.
      TAUXYM(KL)=TAUXYM(KL)+TAUXY1(KL)/2.
C=====
      CALL TPRIN (JVEZ)
      IF(NCPE.EQ.0) GO TO 8
      IF(JHIPER.EQ.0) GO TO 6
      CALL HIPERB (L)
C=====
      GO TO 8
      6 CONTINUE
C=====
      CALL PSOLO

```

```

C=====
  8 CONTINUE
    JVEZ=JVEZ+1
    GO TO 500
 1705 CONTINUE
    PRINT 10008
C*****
 13 FORMAT (20X,E13.6,5X,E13.6,5X,E13.6)
 15 FORMAT (////,40X,'C A R G A S   C O N C E N T R A D A S',/,
 140X,37('='),//)
 19 FORMAT (///,27X,'DADOS DO LABORATORIO',/,27X,20('='))
 20 FORMAT (////,20X,'ANALISE NAO LINEAR',//)
 65 FORMAT (////,14X,'ANALISE LINEAR',//)
 68 FORMAT (/,10X,'CARACTERISTICA(S) DO(S) SOLO(S)',/,10X,31('='
 1'),//)
 120 FORMAT (4I5,6F10.0)
 157 FORMAT (15X,I3,8X,E13.6)
 302 FORMAT (//,20X,'MUDANCA DE RIGIDEZ DO CONCRETO',/,20X,30('='
 1'),//,10X,'NUMERO DE ELEMENTOS COM RIGIDEZ AUMENTADA',I3,/,
 25X,'NUMERO DOS ELEMENTOS',/)
1000 FORMAT (I1,78A1)
1001 FORMAT (2I5,7F10.0)
1002 FORMAT (78A1)
1003 FORMAT (16I5)
1004 FORMAT (8F10.0)
1006 FORMAT (I5,F5.0,4F10.0)
1016 FORMAT (7X,I2,13X,E13.6,12X,E13.6)
1020 FORMAT (//,
  1 49H  NUMERO DA CURVA ----- I3 /
  2 49H  NUMERO DE ABCISSAS ----- I3 /
  3 49H  TENSAO CONFINANTE ----- E12.4
  4/)
1022 FORMAT (///,1X,125('*'),///)
1204 FORMAT (//,5X,' P.N.NO.',5X,'FORCA HORIZONTAL',10X,'FORCA '
 1,'VERTICAL')
1205 FORMAT ( /,2(10X,43('*')),/,2(10X,'*',41X,'*'),/,10X,'*',9
 1X,'D E S L O C A M E N T O',9X,'*',10X,'*',15X,'CONTINUACAO
 2',15X,'*',/,2(10X,'*',41X,'*'),/,2(10X,'*',41('='),'*'),/,2
 3(10X,'*',2X,'P.N.',3X,'|',2X,'HORIZONTAL',3X,'|',4X,'VERTI'
 4'CAL',3X,'*'),/,2(10X,'*',41('='),'*'))
1206 FORMAT (2(10X,'*',3X,I3,3X,'|',2X,E11.5,2X,'|',2X,E11.5,2X,
 1'*))
1207 FORMAT (2(10X,43('*')))
1209 FORMAT (25X,65('*'))
1210 FORMAT (25X,'*',63X,'*')
1211 FORMAT (25X,'*',63('='),'*')
1212 FORMAT (25X,'*',2X,'P.N.',3X,'|',6X,'SIGMAX',5X,'|',6X,'SI'
 1'GMAX',5X,'|',6X,'TAUXY',6X,'*')
1213 FORMAT (10X,'*',3X,I3,3X,'|',2X,E11.5,2X,'|',2X,E11.5,2X,
 1'*',10X,'*',9X,'|',15X,'|',15X,'*')

```

```

1500 FORMAT (10X,78A1)
1501 FORMAT (////,7X,'ANALISE DE DEFORMACOES PLANAS',/,7X,29(
1'='))
1502 FORMAT (////,7X,'ANALISE DE TENSOES PLANAS',/,7X,25('='))
1503 FORMAT (////,
1 49H NUMERO DE PONTOS NODAIS----- I3 /
2 49H NUMERO DE ELEMENTOS----- I3 /
3 49H NUMERO DE SOLOS----- I3 /
4 49H NUMERO DE MATERIAIS DA ESTACA----- I3 /
5 49H NUMERO DE MATERIAIS DA ESTRONCA----- I3 /
6 49H NUMERO DE ESTRONCAS A INSTALAR----- I3 /)
1600 FORMAT (//,10X,96('*'),/,10X,'*',94X,'*',/,10X,'*',19X,'DE'
1'SLOCAMENTOS BASEADOS NA ANALISE DE DEFORMACOES PLANAS',19X
2,'*',/,10X,'*',94X,'*',/,10X,96('*'))
1601 FORMAT (10X,96('*'),/,10X,'*',94X,'*',/,10X,'*',21X,'DESLO'
1'CAMENTOS BASEADOS NA ANALISE DE TENSOES PLANAS',22X,'*',/,
210X,'*',94X,'*',/,10X,96('*'))
1707 FORMAT (I5,7F10.0)
1710 FORMAT (////,7X,'CARACTERISTICA(S) DA(S) ESTACA(S)',/,7X,33(
1'='),/)
1751 FORMAT (/ ,
1 48H NUMERO DO MATERIAL ----- I3 /
2 48H MODULO DE YOUNG ----- E12.4/
3 48H COEFICIENTE DE POISSON ----- E12.4/
4 48H PESO ESPECIFICO ----- E12.4/
5)
1950 FORMAT (//,15X,'PARAMETROS HIPERBOLICOS',//)
1952 FORMAT (
1 48H PESO ESPECIFICO ----- E12.4/
2 48H COEF. DE EMPUXO LATERAL ----- E12.4/
3 48H "MODULUS NUMBER" K ----- E12.4/
4 48H "MODULUS NUMBER" KUR ----- E12.4/
5 48H COESAO ----- E12.4/
6 48H ANGULO DE ATRITO INTERNO ----- E12.4/
7 48H EXPONENCIAL N ----- E12.4/
8 48H INDICE DE RUPTURA ----- E12.4/
9 48H PARAMETRO L ----- E12.4/
* 48H PARAMETRO M ----- E12.4/
* 48H PARAMETRO Q ----- E12.4/
* 48H &V/SIGMA ----- E12.4/
*)
1955 FORMAT (I5,7F10.0)
1957 FORMAT (8X,I3,9X,I3,3(7X,E13.6))
1958 FORMAT (//,5X,'CURVA NO.',5X,'PONTO NO.',5X,'SIGMAD',15X,
1'YOUNG1',15X,'POISS1',/)
1959 FORMAT (10X,'EPSII =' ,E13.6,5X,'SIGMAD =' ,E13.6,5X,'EPSIV '
1'=' ,E13.6)
1963 FORMAT (10X,'CURVA NO.',I3,5X,'YOUNG4 =' ,E13.6,5X,'POISS4 '
1'=' ,E13.6,/)
1960 FORMAT (////,

```

1 48H NUMERO DE CURVAS (TRIAxIAL) ----- I3 /  
 2 48H PESO ESPECIFICO ----- E12.4/  
 3 48H COEF. DE EMPUXO LATERAL EM REPOUSO ----- E12.4/  
 4 48H COESAO ----- E12.4/  
 5 48H ANGULO DE ATRITO INTERNO ----- E12.4/  
 6)  
 2002 FORMAT (I12,F12.2,2F12.3)  
 2003 FORMAT (I13,3X,8I6,I8)  
 2001 FORMAT (////,5X,'ELEMENT NO.',5X,'NP1',3X,'NP2',3X,'NP3',3X  
 1,'NP4',3X,'NP5',3X,'NP6',3X,'NP7',3X,'NP8',2X,'MATERIAL',/)  
 2004 FORMAT (' PONTO NODAL            RESTRICAO    ABCISSA            ORDENADA  
 1')  
 2009 FORMAT (37H ERRO NO DADO = PONTO NODAL NUMERO = I5 )  
 2013 FORMAT (25X,'\*',3X,I3,3X,'|',2X,E13.6,2X,'|',2X,E13.6,2X,  
 1'|',2X,E13.6,2X,'\*')  
 4002 FORMAT (/,  
 1 48H NUMERO DO SOLO ----- I3 /  
 2 48H MODULO DE YOUNG ----- E12.4/  
 3 48H COEFICIENTE DE POISSON ----- E12.4/  
 4 48H PESO ESPECIFICO ----- E12.4/  
 5 48H COEF. DE EMPUXO LATERAL ----- E12.4/  
 6 48H COESAO ----- E12.4/  
 7 48H ANGULO DE ATRITO INTERNO ----- E12.4/  
 -----  
 8)  
 5002 FORMAT (//,  
 1 48H NUMERO DO MATERIAL ----- I3 /  
 2 48H COEFICIENTE DE DILATACAO TERMICA ----- E12.4/  
 3 48H COEFICIENTE DE POISSON ----- E12.4/  
 4 48H MODULO DE YOUNG ----- E12.4/  
 5)  
 6000 FORMAT (///,30X,'CARACTERISTICA(S) DA(S) ESTRONCA(S) A SER'  
 1'(EM) INSTALADA(S)',/)  
 6004 FORMAT (2I5,3F10.0,40A1)  
 6005 FORMAT (///,  
 1 48H NUMERO DA ESTRONCA ----- I3 /  
 2 48H NUMERO DO MATERIAL ----- I3 /  
 3 48H MATEIRAL DA ESTRONCA ----- 40A1 /  
 4 48H TEMPERATURA ANTERIOR ----- E12.4/  
 5 48H TEMPERATURA ATUAL ----- E12.4/  
 6 48H TENSAO DE PRECOMPRESSAO ----- E12.4/  
 7 48H COEFICIENTE DE POISSON ----- E12.4/  
 8 48H MODULO DE YOUNG ----- E12.4/  
 9)  
 7001 FORMAT (//,15X,'NUMERO DOS ELEMENTOS SUBSTITUIDOS =',I3,10X  
 1,'RD =',E13.6,/) )  
 7002 FORMAT (4F10.0,40A1)  
 7014 FORMAT (//,20X,'NUMERO DE SAPATAS CONSIDERADAS =',I3,/) )  
 7015 FORMAT (,  
 1 48H NUMERO DE SAPATAS ----- I3 /  
 2 48H NUMERO DO ELEMENTO SOB A SAPATA ----- I3 /

```

3 48H TAXA DE TRABALHO ----- E12.4/
4)
8003 FORMAT (//
1 48H NO. DE ELEM. A SEREM RETIRADOS NESSA ETAPA--- I3 /
2 48H NUMERO DE PONTOS NODAIS FRONTEIRA ----- I3 /
3 48H NO. ELEM. LOGO ABAIXO NIVEL ESCAVACAO ----- I3 /)
8004 FORMAT (//,10X,'NUMERO DOS ELEMENTOS A SEREM RETIRADOS',//)
8006 FORMAT (//,10X,'PONTOS NODAIS FRONTEIRA',//)
8009 FORMAT (//,25X,'E S C A V A C A O',/,25X,17('='),//)
8025 FORMAT (5I5)
8030 FORMAT (//,10X,'NUMERO DOS ELEMENTOS LOGO ABAIXO DA FRONTEI
1'IRA',//)
10008 FORMAT (//,2(//,1X,130('*')),/,1X,48('*'),' F I M D O '
1' G R A M A ',47('*'),2(//,1X,130('*')),/////)
10010 FORMAT (25X,'*',19X,'TENSOES DA ETAPA NUMERO',I3,18X,'*')
10013 FORMAT (//,10X,'MBAND =',I3,//)
10015 FORMAT (25X,'*',17X,'TENSOES DEVIDO AO PESO PROPRIO',16X,
1'*)
10017 FORMAT (///// ,120('='),/,40X,'E T A P A N U M E R O',I3,
1/,120('='),/)
20001 FORMAT (1H1,1X,125('*'),///,9X,'C O O R D E N A C A O D '
1'O S P R O G R A M A S D E P O S - G R A D U A C A O '
2' D E E N G E N H A R I A',///,20X,'UNIVERSIDADE FEDER'
3'AL-DO-RIO-DE-JANEIRO',///,9X,'PROGRAMA :-ENGENHARIA-CIVIL'
4,///,9X,'AREA : MECANICA DOS SOLOS',///,9X,'TESE DE MESTRADO'
5' - DEZEMBRO/1975',///,9X,'TITULO : "SIMULACAO DE ESCAVACAO'
6' ESCORADA POR MEIO DE ELEMENTOS ISOPARAMETRICOS"',///,9X,
8'MITSUO TSUTSUMI')
STOP
END

```

```

C*****
SUBROUTINE BANSOL
C*****
C RESOLUCAO DO SISTEMA DE EQUACOES (ELIMINACAO DE GAUSS)
C=====
IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
COMMON /BANARG/ B(140),A(140,70),MBAND,NUMBLK
NN=70
MM=MBAND
NL=NN+1
NH=NN+NN
REWIND 1
REWIND 3
NB=0
GO TO 150
C*****
C C TRANSFORMACAO DAS EQUACOES EM BLOCOS
C*****
C C 1. TRANSFERENCIA DE BLOCOS DE EQUACOES
C*****
100 NB=NB+1
DO 125 N=1,NN
NM=NN+N
B(N)=B(NM)
B(NM)=0.0
DO 125 M=1,MM
A(N,M)=A(NM,M)
125 A(NM,M)=0.0
C*****
C C 2. LOCALICAO DO BLOCO DE EQUACOES SEGUINTE NA MEMORIA
C*****
IF (NUMBLK=NB) 150,200,150
150 DO 999 N=NL,NH
999 READ (3) B(N),(A(N,M),M=1,MM)
IF (NB) 200,100,200
C*****
C C 3. REDUCAO DO BLOCO DE EQUACOES
C*****
200 DO 300 N=1,NN
IF(A(N,1)) 225,300,225
225 B(N)=B(N)/A(N,1)
DO 275 L=2,MM
IF(A(N,L)) 230,275,230
230 C=A(N,L)/A(N,1)
I=N+L-1
J=0
DO 250 K=L,MM
J=J+1
250 A(I,J)=A(I,J)-C*A(N,K)
B(I)=B(I)-A(N,L)*B(N)

```

```

      A(N,L)=C
      275 CONTINUE
      300 CONTINUE
C*****
C C   RETRO-SUBSTITUICAO
C*****
      IF (NUMBLK=NB) 375,400,375
      375 DO 998 N=1,NN
      998 WRITE (1) B(N),(A(N,M),M=2,MM)
      GO TO 100
C*****
C C   4. IMPRESSAO DO BLOCO DE EQUACOES REDUZIDAS NO ARQUIVO 1
C*****
      400 DO 450 M=1,NN
          N=NN+1-M
          DO 425 K=2,MM
              L=N+K-1
      425 B(N)=B(N)-A(N,K)*B(L)
          NM=N+NN
          B(NM)=B(N)
      450 A(NM,NB)=B(N)
          NB=NB-1
          IF (NB) 475,500,475
      475 DO 997 N=1,NN
      997 BACKSPACE 1
          DO 996 N=1,NN
      996 READ (1) B(N),(A(N,M),M=2,MM)
          DO 995 N=1,NN
      995 BACKSPACE 1
          GO TO 400
C*****
C C   ORDENACAO DAS INCOGNITAS NO VETOR B
C*****
      500 K=0
          DO 600 NB=1,NUMBLK
          DO 600 N=1,NN
              NM=N+NN
              K=K+1
      600 B(K)=A(NM,NB)
          RETURN
          END
C*****
      SUBROUTINE STIFF(JVEZ)
C*****
C   MONTA A MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL
C=====
      IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)

```

```

DIMENSION LM(8)
COMMON HED(78),NUMEL,NUMNP,NUMSOL, NPCE, NPSPS, NUESTR
COMMON /PELE/ S(16,16),PL(16)
COMMON /ORDARG/ R(437),Z(437),UX(437),CODE(437),UY(437),IFR
ION
COMMON /BANARG/ B(140),A(140,70),MBAND,NUMBLK
COMMON /SPITZ/ IX(130,9),N
COMMON /AARON/ NRETIR(8),NPOINT(8),LSIDE(130,4),NELRET(30,8
1),NPONTO(130,8),JUSTB(130,8),NJUSTB(8),NESUB(130),NELSUB
COMMON /OWENS/ COELAT(13),PESPEC(130),JCINCR,JESPEC
COMMON /STIF/ NNIVEL,JESCAV

```

C\*\*\*\*\*

C INICIALIZACAO

C\*\*\*\*\*

```

REWIND 3
NB=35
ND=2*NB
ND2=2*ND
NUMBLK=0
DO 50 N=1,ND2
B(N)=0.0
DO 50 M=1,ND
50 A(N,M)=0.

```

C\*\*\*\*\*

C FORMACAO DA MATRIZ DE RIGIDEZ EM BLOCOS

C\*\*\*\*\*

```

KFRON=IFRON+1
60 NUMBLK=NUMBLK+1
NH=NB*(NUMBLK+1)
NM=NH-NB
NL=NM-NB+1
KSHIFT=2*NL-2
JP=0
DO 210 N=1,NUMEL
IF(IX(N,9)) 210,210,65
65 DO 80 I=1,8
IF(IX(N,I)-NL) 80,70,70
70 IF(IX(N,I)-NM) 90,90,80
80 CONTINUE
GO TO 210
90 CONTINUE

```

C=====

CALL ISOPA (JVEZ)

C=====

```

IF(JESPEC.EQ.2.OR.JESCAV.EQ.0) GO TO 165
IF(KFRON.GT.NNIVEL) GO TO 165
DO 600 NFRON=KFRON,NNIVEL
JUST=NJUSTB(NFRON)
DO 600 JB=1,JUST
IF(N.NE.JUSTB(JB,NFRON)) GO TO 600

```

```

      JA=JUSTB(JB,NFRON)
      JP=JA
      WRITE (11,JP)((S(I2,J2),I2=1,16),J2=1,16)
600 CONTINUE
C*****
C      MONTAGEM DA MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL
C*****
165 IX(N,9)=-IX(N,9)
    DO 166 I=1,8
166 LM(I)=2*IX(N,I)-2
    DO 200 I=1,8
    DO 200 K=1,2
      II=LM(I)+K-KSHIFT
      KK=2*I-2+K
      B(II)=B(II)+PL(KK)
    DO 200 J=1,8
    DO 200 L=1,2
      JJ=LM(J)+L-II+1-KSHIFT
      LL=2*J-2+L
      IF(JJ) 200,200,175
175 IF(ND-JJ) 180,195,195
180 WRITE(6,2004) N
    GO TO 210
195 A(II,JJ)=A(II,JJ)+S(KK,LL)-----
200 CONTINUE
210 CONTINUE
C*****
C      DISTRIBUICAO DAS FORCAS CONCENTRADAS DENTRO DO BLOCO
C*****
    DO 250 N=NL,NM
      IF (N.GT.NUMNP) GO TO 250
      K=2*N-KSHIFT
      B(K-1)=B(K-1)+UX(N)
      B(K)=B(K)+UY(N)
250 CONTINUE
C*****
C      CONDICAO DE RESTRICAO DOS DESLOCAMENTOS
C*****
310 DO 400 M=NL,NH
      IF(M-NUMNP)315,315,400
315 U=UX(M)
      N=2*M-1-KSHIFT
      IF (CODE(M)) 390,400,316
316 IF (CODE(M)=1.) 317,370,317
317 IF (CODE(M)=2.) 318,390,318
318 IF (CODE(M)=3.) 390,380,390
C=====
370 CALL MODIFY (ND2,N,U)
C=====
    GO TO 400

```

```

C=====
C 380 CALL MODIFY (ND2,N,U)
C=====
C 390 U=UY(M)
      N=N+1
C=====
C      CALL MODIFY (ND2,N,U)
C=====
C 400 CONTINUE
C=====
C  IMPR. BLOCO EQUACOES NO ARQUIVO 3 - SUBST. PELO BLOCO INF.
C=====
      DO 999 N=1,ND
999  WRITE(3) B(N),(A(N,M),M=1,MBAND)
      DO 420 N=1,ND
        K=N+ND
        B(N)=B(K)
        B(K)=0.0
        DO 420 M=1,ND
          A(N,M)=A(K,M)
420  A(K,M)=0.0
C=====
C  VERIFICACAO DO ULTIMO BLOCO
C=====
      IF (NM-NUMNP) 60,480,480
480  CONTINUE
2004  FORMAT (5X,'LARGURA DE BANDA EXCEDIDA EM',I4,'UNIDADE(S)')
500  RETURN
      END

```

```

C*****
C      SUBROUTINE MODIFY (NEQ,N,U)
C*****
C  DETERMINA AS CONDICAOES DE CONTORNO
C=====
      IMPLICIT REAL*8 (A-G,O-Z)
      COMMON /BANARG/ B(140),A(140,70),MBAND,NUMBLK
      DO 250 M=2,MBAND
        K=N-M+1
        IF(K) 235,235,230
230  B(K)=B(K)-A(K,M)*U
        A(K,M)=0.0
235  K=N+M-1
        IF(NEQ-K) 250,240,240
240  B(K)=B(K)-A(N,M)*U
        A(N,M)=0.0
250  CONTINUE
        A(N,1)=1.0

```

```

B(N)=U
RETURN
END

```

```

C*****
SUBROUTINE ISOPA (JVEZ)

```

```

C*****
C DET. MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEM., FORCAS DE MASSA E FORCAS
C DEVIDO A VARIACAO DE TEMPERATURA
C=====

```

```

IMPLICIT REAL*8(A-G,D-Z)
DIMENSION DE(3),Y(3,3),EO(3),B(3,16),SNN(2,16)
COMMON HED(78),NUMEL,NUMNP,NUMSOL,NPCE,NPSPS,NUESTR
COMMON /PELE/ S(16,16),PL(16)
COMMON /BEAMON/ FIN(2,8),T1(2,2),T(2,2),FIX(2,8),XE(8,2),
1A(2,25),W(25),FI(8)
COMMON /SPITZ/ IX(130,9),KL
COMMON /ORDARG/ R(437),Z(437),UX(437),CODE(437),UY(437),IFR
ION
COMMON /CLARK/ YOUNG(130),POISS(130)
COMMON /OWENS/ COELAT(13),PESPEC(130),JCINCR,JESPEC
COMMON /MATARG/ ARESCJ(16),COEDIL(16),TEMP1(16),TEMP2(16),T
1TENSX(16)
DO 12 I=1,16
PL(I)=0.
DO 12 J=1,16
12 S(I,J)=0.
IF(IX(KL,9).EQ.10) RETURN
Q1=0.906179845938664
Q2=0.538469310105383
Q3=0.000000000000000
D1=0.236926885056189
D2=0.478628670499366
D3=0.568888888888889
DO 1 I=1,21,5
A(1,I )=-Q1
A(1,I+1 )=-Q2
A(1,I+2 )= Q3
A(1,I+3 )= Q2
A(1,I+4 )= Q1
J=(I+4)/5
A(2,J )=-Q1
A(2,J+5 )=-Q2
A(2,J+10)= Q3
A(2,J+15)= Q2
A(2,J+20)= Q1
1 CONTINUE
W( 1)=D1*D1

```

```

W( 5)=W(1)
W(21)=W(1)
W(25)=W(1)
W( 2)=D1*D2
W( 4)=W(2)
W( 6)=W(2)
W(10)=W(2)
W(15)=W(2)
W(20)=W(2)
W(22)=W(2)
W(24)=W(2)
W( 3)=D1*D3
W(11)=W(3)
W(15)=W(3)
W(23)=W(3)
W( 7)=D2*D2
W( 9)=W(7)
W(17)=W(7)
W(19)=W(7)
W( 8)=D2*D3
W(12)=W(8)
W(14)=W(8)
W(18)=W(8)
W(13)=D3*D3
DO 31 I=1,8
J=IX(KL,I)
XE(I,1)=R(J)
31 XE(I,2)=Z(J)
NP=25
DO 27 K=1,NP
FI( 1)=(1.+A(1,K))*(1.-A(2,K))*(A(1,K)-A(2,K)-1.)/4.
FI( 2)=(1.+A(1,K))*(1.+A(2,K))*(A(1,K)+A(2,K)-1.)/4.
FI( 3)=(1.-A(1,K))*(1.+A(2,K))*(-A(1,K)+A(2,K)-1.)/4.
FI( 4)=(1.-A(1,K))*(1.-A(2,K))*(-A(1,K)-A(2,K)-1.)/4.
FI( 5)=(1.+A(1,K))*(1.-A(2,K)**2)/2.
FI( 6)=(1.+A(2,K))*(1.-A(1,K)**2)/2.
FI( 7)=(1.-A(1,K))*(1.-A(2,K)**2)/2.
FI( 8)=(1.-A(2,K))*(1.-A(1,K)**2)/2.
FIN(1,1)=(1.-A(2,K))*(2.*A(1,K)-A(2,K))/4.
FIN(1,2)=(1.+A(2,K))*(2.*A(1,K)+A(2,K))/4.
FIN(1,3)=(1.+A(2,K))*(2.*A(1,K)-A(2,K))/4.
FIN(1,4)=(1.-A(2,K))*(2.*A(1,K)+A(2,K))/4.
FIN(1,5)=(1.-A(2,K)**2)/2.
FIN(1,6)=- (1.+A(2,K))*A(1,K)
FIN(1,7)=- (1.-A(2,K)**2)/2.
FIN(1,8)=- (1.-A(2,K))*A(1,K)
FIN(2,1)=(1.+A(1,K))*(2.*A(2,K)-A(1,K))/4.
FIN(2,2)=(1.+A(1,K))*(2.*A(2,K)+A(1,K))/4.
FIN(2,3)=(1.-A(1,K))*(2.*A(2,K)-A(1,K))/4.
FIN(2,4)=(1.-A(1,K))*(2.*A(2,K)+A(1,K))/4.

```

```

FIN(2,5)=- (1.+A(1,K))*A(2,K)
FIN(2,6)=(1.-A(1,K)**2)/2.
FIN(2,7)=- (1.-A(1,K))*A(2,K)
FIN(2,8)=- (1.-A(1,K)**2)/2.
DO 22 I=1,2
DO 22 J=1,2
T(I,J)=0.
DO 22 M=1,8
22 T(I,J)=T(I,J)+FIN(I,M)*XE(M,J)
DET=T(1,1)*T(2,2)-T(1,2)*T(2,1)
T1(1,1)=T(2,2)/DET
T1(1,2)=-T(1,2)/DET
T1(2,1)=-T(2,1)/DET
T1(2,2)=T(1,1)/DET
DO 24 J=1,8
DO 24 I=1,2
FIX(I,J)=0.
DO 24 M=1,2
24 FIX(I,J)=FIX(I,J)+T1(I,M)*FIN(M,J)
DET=DET*W(K)
C1=YOUNG(KL)/(1.-POISS(KL)**2)
C2=YOUNG(KL)/(2.*(1.+POISS(KL)))
C3=YOUNG(KL)*POISS(KL)/(1.-POISS(KL)**2)
-----C4=YOUNG(KL)/(2.*(1.+POISS(KL)))-----
DO 26 I=1,15,2
DO 26 J=1,15,2
II=I/2+1
JJ=J/2+1
S(I,J)=S(I,J)+C1*FIX(1,II)*FIX(1,JJ)*DET+C2*FIX(2,II)*
1FIX(2,JJ)*DET
S(I+1,J)=S(I+1,J)+C3*FIX(2,II)*FIX(1,JJ)*DET+C4*FIX(1,II)*
2FIX(2,JJ)*DET
S(I,J+1)=S(I,J+1)+C3*FIX(1,II)*FIX(2,JJ)*DET+C4*FIX(2,II)*
1FIX(1,JJ)*DET
26 S(I+1,J+1)=S(I+1,J+1)+C2*FIX(1,II)*FIX(1,JJ)*DET+C1*
1FIX(2,II)*FIX(2,JJ)*DET
IF(JESPEC.NE.2.AND.JCINCR.EQ.0) GO TO 2
IF(IX(KL,9).GE.10) GO TO 27
DO 18 I=1,2
DO 18 J=1,16
18 SNN(I,J)=0.
DO 3 LI=1,8
SNN(1,2*LI-1)=FI(LI)
3 SNN(2,2*LI)=FI(LI)
DO 17 I=2,16,2
DO 17 J=1,2
17 PL(I)=PL(I)+SNN(J,I)*(-PESPEC(KL))*DET
GO TO 27
2 CONTINUE
IF(KL.GT.NUESTR.OR.JVEZ.EQ.1) GO TO 27

```

```

IF(TEMP1(KL).EQ.0..AND.TEMP2(KL).EQ.0.) GO TO 27
Q=TEMP2(KL)-TEMP1(KL)
UT=COEDIL(IX(KL,9))*Q
EO(1)=UT
EO(2)=UT
EO(3)=0.
EET=YOUNG(KL)/((1.+POISS(KL))*(1.-2.*POISS(KL)))
Y(1,1)=1.-POISS(KL)
Y(1,2)=POISS(KL)
Y(1,3)=0.
Y(2,1)=Y(1,2)
Y(2,2)=Y(1,1)
Y(2,3)=0.
Y(3,1)=0.
Y(3,2)=0.
Y(3,3)=(1.-2.*POISS(KL))/2.
DO 6 I=1,3
DE(I)=0.
DO 6 J=1,3
6 DE(I)=DE(I)+Y(I,J)*EO(J)*EET
DO 5 J=1,8
M=2*(J-1)
B(1,M+1)=FIX(1,J)
B(2,M+1)=0.
B(1,M+2)=0.
B(2,M+2)=FIX(2,J)
B(3,M+1)=FIX(2,J)
B(3,M+2)=FIX(1,J)
5 CONTINUE
DO 4 J=1,16
DO 4 I=1,3
4 PL(J)=PL(J)+B(I,J)*DE(I)*DET
27 CONTINUE
RETURN
END

```

```

C*****
SUBROUTINE TENS (JVEZ)
C*****
C DET. AS TENSOES NOS P.N. E AS MEDIAS DAS TENSOES NO ELEM.
C=====
IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
DIMENSION TT(2,8),DEFOR(3,8),ZG(3,437),A(2,8),IU(437),
I21(3,8)
COMMON HED(78),NUMEL,NUMNP,NUMSOL,NPCE,NPSPS,NUESTR
COMMON /BEAMON/ FIN(2,8),T1(2,2),T(2,2),FIX(2,8),XE(8,2),
IC(2,25),W(25),FI(8)
COMMON /BANARG/ P(140),WA(140,70),MBAND,NUMBLK

```

```

COMMON /ORDARG/ R(437),Z(437),UX(437),CODE(437),UY(437),IFR
ION
COMMON /BRUDER/ SIGXM(130),SIGYM(130),TAUXYM(130),SIGTD(437
1,3),SIGXM1(130),SIGYM1(130),TAUXY1(130)
COMMON /SPITZ/ IX(130,9),KL
COMMON /CLARK/ YOUNG(130),POISS(130)
COMMON /MATARG/ ARESCO(16),COEDIL(16),TEMP1(16),TEMP2(16),
1TENSX(16)
COMMON /OWENS/ COELAT(13),PESPEC(130),JCINCR,JESPEC
DATA A/1.,-1.,2*1.,-1.,1.,2*-1.,1.,2*0.,1.,-1.,2*0.,-1./
DO 42 I=1,NUMNP
IU(I)=0
DO 42 J=1,3
42 ZG(J,I)=0.
DO 403 N=1,NUMEL
MTYPE=IX(N,9)
IF(MTYPE.EQ.10) GO TO 403
DO 404 I=1,8
J=IX(N,I)
XE(I,1)=R(J)
XE(I,2)=Z(J)
TT(1,1)=P(2*J-1)
404 TT(2,1)=P(2*J)
DO 77 I=1,8
DO 77 J=1,3
Z1(J,I)=0.
77 DEFOR(J,I)=0.
DO 20 K=1,8
FIN(1,1)=(1.-A(2,K))*(2.*A(1,K)-A(2,K))/4.
FIN(1,2)=(1.+A(2,K))*(2.*A(1,K)+A(2,K))/4.
FIN(1,3)=(1.+A(2,K))*(2.*A(1,K)-A(2,K))/4.
FIN(1,4)=(1.-A(2,K))*(2.*A(1,K)+A(2,K))/4.
FIN(1,5)=(1.-A(2,K)**2)/2.
FIN(1,6)=- (1.+A(2,K))*A(1,K)
FIN(1,7)=- (1.-A(2,K)**2)/2.
FIN(1,8)=- (1.-A(2,K))*A(1,K)
FIN(2,1 )=(1.+A(1,K))*(2.*A(2,K)-A(1,K))/4.
FIN(2,2 )=(1.+A(1,K))*(2.*A(2,K)+A(1,K))/4.
FIN(2,3 )=(1.-A(1,K))*(2.*A(2,K)-A(1,K))/4.
FIN(2,4 )=(1.-A(1,K))*(2.*A(2,K)+A(1,K))/4.
FIN(2,5 )=- (1.+A(1,K))*A(2,K)
FIN(2,6 )=(1.-A(1,K)**2)/2.
FIN(2,7 )=- (1.-A(1,K))*A(2,K)
FIN(2,8 )=- (1.-A(1,K)**2)/2.
DO 22 I=1,2
DO 22 J=1,2
T(I,J)=0.
DO 22 M=1,8
22 T(I,J)=T(I,J)+FIN(I,M)*XE(M,J)
DET=T(1,1)*T(2,2)-T(1,2)*T(2,1)

```

```

T1(1,1)=T(2,2)/DET
T1(1,2)=-T(1,2)/DET
T1(2,1)=-T(2,1)/DET
T1(2,2)=T(1,1)/DET
DO 24 J=1,8
DO 24 I=1,2
FIX(I,J)=0.
DO 24 M=1,2
24 FIX(I,J)=FIX(I,J)+T1(I,M)*FIN(M,J)
C1=YOUNG(N)/(1.-POISS(N)**2)
C3=YOUNG(N)/(2.*(1.+POISS(N)))
DO 78 I=1,8
DEFOR(1,K)=DEFOR(1,K)+FIX(1,I)*TT(1,I)
DEFOR(2,K)=DEFOR(2,K)+FIX(2,I)*TT(2,I)
78 DEFOR(3,K)=DEFOR(3,K)+FIX(2,I)*TT(1,I)+FIX(1,I)*TT(2,I)
Z1(1,K)=C1*(DEFOR(1,K)+POISS(N)*DEFOR(2,K))
Z1(2,K)=C1*(POISS(N)*DEFOR(1,K)+DEFOR(2,K))
Z1(3,K)=C3*DEFOR(3,K)
IF(JESPEC.NE.2) GO TO 20
Z1(1,K)=Z1(2,K)*COELAT(MTYPE)
Z1(3,K)=0.
20 CONTINUE
DO 405 J=1,8
I=IX(N,J)
IU(I)=IU(I)+1
DO 405 L=1,3
ZG(L,I)=ZG(L,I)+Z1(L,J)
405 CONTINUE
SIGXM1(N)=0.
SIGYM1(N)=0.
TAUXY1(N)=0.
DO 2 J=1,8
SIGXM1(N)=SIGXM1(N)+Z1(1,J)
SIGYM1(N)=SIGYM1(N)+Z1(2,J)
TAUXY1(N)=TAUXY1(N)+Z1(3,J)
2 CONTINUE
SIGXM1(N)=SIGXM1(N)/8.
SIGYM1(N)=SIGYM1(N)/8.
TAUXY1(N)=TAUXY1(N)/8.
403 CONTINUE
IF(JVEZ.EQ.1) RETURN
DO 408 I=1,NUMNP
IF(IU(I).EQ.0) IU(I)=1
DO 408 J=1,3
ZG(J,I)=ZG(J,I)/IU(I)
408 SIGTD(I,J)=SIGTD(I,J)+ZG(J,I)
RETURN
END

```

```

C*****
SUBROUTINE PRESS
C*****
C DET. FORCAS NODAIS CONSISTENTES AS CARGAS DE SUPERFICIE
C=====
  IMPLICIT REAL*8(A-G, O-Z)
  DIMENSION LM(4,3), FF(2,8), MP(16), A(2,8), SNN(2,6), X(3,2),
  ISN(3), D(2,8), PN(2), Q(8), F(2,3), DD(2,2), QQ(6), XE(8,2)
  COMMON /SPITZ/ IX(130,9), KL
  COMMON /ORDARG/ R(437), Z(437), UX(437), CODE(437), UY(437), IFR
  ION
  COMMON /HAYES/ PP(6), LADO
  DATA FF/1.,-1.,2*1.,-1.,1.,2*-1.,1.,2*0.,1.,-1.,2*0.,-1./
  DATA LM/3,2,1,4,6,5,8,7,2,1,4,3/
  DATA MP/1,2,5,6,3,4,7,8,-1,1,-1,1,1,1,-1,-1/
  AB=0.577350269189626
  DO 41 I=1,8
    J=IX(KL,I)
    XE(I,1)=R(J)
    XE(I,2)=Z(J)
41 CONTINUE
  DO 30 J=1,4
    L=MP(J)
    K=MP(J+4)
    A(1,L)=AB*MP(J+8)
30 A(1,K)=MP(J+12)
  DO 31 J=1,8
    I=9-J
31 A(2,I)=-A(1,J)
  DO 15 I=1,6
15 QQ(I)=0.
  LLL=2*LADO-1
  KKK=2*LADO
  DO 72 K=LLL, KKK
  DO 16 I=1,6
  DO 16 J=1,2
16 SNN(J,I)=0.
  DO 2 J=1,3
  JJ=LM(LADO,J)
  X(J,1)=XE(JJ,1)
  X(J,2)=XE(JJ,2)
  F(1,J)=FF(1,JJ)
  F(2,J)=FF(2,JJ)
  GJ TO (7,7,7,7,8,9,8,9), JJ
  7 SN(J)=(1.+A(1,K)*F(1,J))*(1.+A(2,K)*F(2,J))*(A(1,K)*F(1,J)+
  1A(2,K)*F(2,J)-1)*0.25
  DO 13 I=1,2
  N=3-I
13 D(I,J)={(1.+A(N,K)*F(N,J))*F(I,J)*(2.*A(I,K)*

```

```

*F(I,J)+A(N,K)*F(N,J))/4.
GO TO 2
8 SN(J)=(1.+A(1,K)*F(1,J))*(1.-A(2,K)**2)*0.5
D(1,J)=(1.-A(2,K)**2)*F(1,J)/2.
D(2,J)=-((1.+A(1,K)*F(1,J))*A(2,K))
GO TO 2
9 SN(J)=(1.-A(1,K)**2)*(1.+A(2,K)*F(2,J))*0.5
D(1,J)=-((1.+A(2,K)*F(2,J))*A(1,K))
D(2,J)=(1.-A(1,K)**2)*F(2,J)/2.
2 CONTINUE
DO 3 J=1,3
SNN(1,2*J-1)=SN(J)
3 SNN(2,2*J)=SN(J)
DO 17 M=1,2
DO 17 N=1,2
DD(M,N)=0.
DO 17 L=1,3
17 DD(M,N)=DD(M,N)+D(M,L)*X(L,N)
G22=(DD(1,1)**2+DD(1,2)**2)**0.5
G11=(DD(2,1)**2+DD(2,2)**2)**0.5
Q(1)=G22
Q(2)=G22
Q(3)=G11
Q(4)=G11
Q(5)=G22
Q(6)=G22
Q(7)=G11
Q(8)=G11
DO 20 I=1,2
PN(I)=0.
DO 20 L=1,6
20 PN(I)=PN(I)+SNN(I,L)*PP(L)
DO 21 II=1,6
DO 21 KK=1,2
21 QQ(II)=QQ(II)+SNN(KK,II)*PN(KK)*Q(K)
72 CONTINUE
DO 25 J=1,3
JJ=LM(LADO,J)
JJJ=IX(KL,JJ)
I2=2*J
I1=I2-1
UX(JJJ)=UX(JJJ)+QQ(I1)
UY(JJJ)=UY(JJJ)+QQ(I2)
25 CONTINUE
RETURN
END

```

C\*\*\*\*\*

## SUBROUTINE TPRIN (JVEZ)

```

C*****
IMPLICIT REAL *8(A-G,O-Z)
COMMON /SPITZ/ IX(130,9),KL
COMMON /CLAY/ SIGMA1,SIGMA3,ALFA,TMAX,OMEGA
COMMON /BRUDER/ SIGXM(130),SIGYM(130),TAUXYM(130),SIGTD(437
1,3),SIGXMI(130),SIGYMI(130),TAUXYI(130)
COMMON /SHAW/ RCODE,STEN(130),SCODE(130)
COMMON /QUATRO/ COESAO(10),ATRITO(10),DANGL1
MTYPE=IX(KL,9)
IF(MTYPE.EQ.10) GO TO 13
IF(SIGXM(KL).EQ.0..AND.SIGYM(KL).EQ.0..AND.TAUXYM(KL).EQ.0.
SIGMA1=(SIGXM(KL)+SIGYM(KL))/2.+DSQRT(((SIGXM(KL)-SIGYM(KL)
12+TAUXYM(KL)**2)
SIGMA3=(SIGXM(KL)+SIGYM(KL))/2.-DSQRT(((SIGXM(KL)-SIGYM(KL)
12+TAUXYM(KL)**2)
IF(JVEZ.EQ.1.OR.MTYPE.GT.10) RETURN
IF(SIGMA1.GE.0..OR.SIGMA3.GE.0.) GO TO 12
TMAX=(DABS(SIGMA1-SIGMA3))/2.
TAUADM=COESAO(MTYPE)*DCOS(ATRITO(MTYPE))+((DABS(SIGXM(KL))+
1GXM(KL)))/2.)*DSIN(ATRITO(MTYPE))
IF(TAUADM.LT.TMAX) GO TO 1
IF(SIGXM(KL).EQ.SIGYM(KL)) GO TO 2
DIV=2.*TAUXYM(KL)/(SIGXM(KL)-SIGYM(KL))
ALFA1=DATAN(DIV)
PI=3.141592653589793
ALFA=180.*ALFA1/PI
OMEGA=90.000-2.*ALFA
GO TO 2
1 SIGMA1=0.0
SIGMA3=0.0
ALFA=0.0
TMAX=0.0
OMEGA=0.0
SIGXM(KL)=0.
SIGYM(KL)=0.
TAUXYM(KL)=0.
GO TO 4
2 CONTINUE
IF(SIGMA3.EQ.0.) RETURN
STEN1=DABS((SIGMA1-SIGMA3)/SIGMA3)
IF((SIGXM(KL)-SIGYM(KL)).LT.0.) GO TO 3
IF(SCODE(KL).EQ.-1.) GO TO 8
IF(STEN1.LT.STEN(KL)) GO TO 6
8 STEN(KL)=STEN1
RCODE=1.
GO TO 7
6 RCODE=-1.
7 SCODE(KL)=1.
RETURN

```

```

3 CONTINUE
  IF(SCODE(KL).EQ.1.) GO TO 11
  IF(STEN1.LT.STEN(KL)) GO TO 10
11 STEN(KL)=STEN1
  RCODE=1.
10 SCODE(KL)=-1.
  5 RCODE=-1.
  RETURN
4 CONTINUE
  PRINT 30 , TMAX,KL,TAUADM
30 FORMAT (/,3X,'A RESISTENCIA MAXIMA AO CISLHAMENTO(',E13.6,'
  ELEMENTO',I3,' ULTRAPASSOU A RESISTENCIA ADMISSIVEL(',E13.6,'
  2LD.',/,3X,127('*'))
  GO TO 13
12 CONTINUE
  PRINT 31 , KL
31 FORMAT (3X,'A TENSÃO SIGMA1 DO ELEMENTO NUMERO',I3,' E DE T
  1,/,3X,49('*'))
13 IX(KL,9)=10
  STEN(KL)=0.
  RETURN
  END

```

```

C*****
  SUBROUTINE ESCAVC
C*****
C   DEFINE OS NIVEIS DAS ESCAVACOES
C=====
  IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
  COMMON /AARON/ NRETIR(8),NPOINT(8),LSIDE(130,4),NELRET(30,8
1),NPONTO(130,8),JUSTB(130,8),NJUSTB(8),NESUB(130),NELSUB
  COMMON /ORDARG/ R(437),Z(437),UX(437),CODE(437),UY(437),IFR
1ON
  COMMON /SPITZ/ IX(130,9),KL
  COMMON /BRÜDER/ SIGXM(130),SIGYM(130),TAUXYM(130),SIGTD(437
1XM1(130),SIGYM1(130),TAUXY1(130)
  COMMON /HAYES/ PP(6),LADO
  JUST=NJUSTB(IFRON)
  DO 8007 M=1,JUST
  KL=JUSTB(M,IFRON)
  DO 8007 NK=1,4
  LADD=LSIDE(KL,NK)
  IF(LADD.EQ.0) GO TO 8007
  DO 8028 NHK=1,6
8028 PP(NHK)=0.
  ABC=1.
  BBC=1.
  IF(LADD.EQ.1) GO TO 8015

```

```

      IF(LADD.EQ.3) GO TO 8017
      IF(LADD.EQ.4) GO TO 8018
      J1=IX(KL,2)
      J2=IX(KL,5)
      J3=IX(KL,1)
      IF(R(J1).EQ.R(J3)) BBC=0.
      GO TO 8020
8018  J1=IX(KL,4)
      J2=IX(KL,7)
      J3=IX(KL,3)
      ABC=-1.
      IF(R(J1).EQ.R(J3)) BBC=0.
      GO TO 8020
8017  J1=IX(KL,1)
      J2=IX(KL,8)
      J3=IX(KL,4)
      IF(Z(J1).EQ.Z(J3)) ABC=0.
      GO TO 8020
8015  J1=IX(KL,3)
      J2=IX(KL,6)
      J3=IX(KL,2)
      IF(Z(J1).EQ.Z(J3)) ABC=0.
8020  PP(1)=ABC*SIGTD(J1,1)
      PP(2)=BBC*SIGTD(J1,2)
      PP(3)=ABC*SIGTD(J2,1)
      PP(4)=BBC*SIGTD(J2,2)
      PP(5)=ABC*SIGTD(J3,1)
      PP(6)=BBC*SIGTD(J3,2)

```

C=====

CALL PRESS

C=====

```

8007 CONTINUE
      RETURN
      END

```

C\*\*\*\*\*

SUBROUTINE HIPERB (LADE)

C\*\*\*\*\*

C DET. MOD. YOUNG E COEF. POISSON - FORM. HIPERBOLICA

C=====

```

      IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
      COMMON HED(78), NUMEL, NUMNP, NUMSOL, NPCE, NPSPS, NUESTR
      COMMON /CLAY/ SIGMA1, SIGMA3, ALFA, TMAX, OMEGA
      COMMON /CLARK/ YOUNG(130), POISS(130)
      COMMON /SPITZ/ IX(130,9), KL
      COMMON /SHAW/ RCODE, STEN(130), SCODE(130)
      COMMON /DETER/ CONSTR(9), PARAML(9), PARAMM(9), PARAMQ(9), EVSIG
      1A(9)

```

```

COMMON /DOIS/ P(20),DPA(20),DPB(20),DPF(20),PATM
COMMON /QUATRO/ COESAD (10),ATRITO(10),DANGL1
COMMON /SEIS/ CONSTC(10),EXPN(10),RF(10),G(10),F(10),DAVE(1
10)
  MTYPE=IX(KL,9)
  IF(MTYPE.EQ.10) GO TO 8
  ARGUM=DABS(SIGMA3/PATM)
  ARGEXP=ARGUM**EXPN(MTYPE)
  EI=CONSTC(MTYPE)*PATM*ARGEXP
  DEVIX=DABS(SIGMA1-SIGMA3)
  SIG3=DABS(SIGMA3)
  DEVIF=(2.*((COESAD(MTYPE)*DCOS(ATRITO(MTYPE)))+(SIG3*
10DSIN(ATRITO(MTYPE)))))/(1.-DSIN(ATRITO(MTYPE)))
  RF1=RF(MTYPE)
  VALOR=1.-RF1*DEVIX/DEVIF
  IF(RCODE.EQ.-1.) GO TO 10
  YOUNG(KL)=VALOR*VALOR*EI
  GO TO 11
10 YOUNG(KL)=CONSTR(MTYPE)*PATM*ARGEXP
  IF(LADE.EQ.0) GO TO 7
  POISS(KL)=0.5*(1.-(YOUNG(KL)*EVSIGA(MTYPE))/3.)
  GO TO 12
  7 CONTINUE
  DIVID=G(MTYPE)-F(MTYPE)*DLBG10(ARGUM)
  DEVIX=DEVIX*DAVE(MTYPE)
  DIVIS=(1.-DEVIX/(EI*VALOR))**2
  POISS(KL)=DIVID/DIVIS
  GO TO 12
11 CONTINUE
  IF(PARAMQ(MTYPE)) 1,2,2
  1 Q1=1./((ARGUM**DABS(PARAMQ(MTYPE))))
  GO TO 3
  2 Q1=ARGUM**PARAMQ(MTYPE)
  3 Q3=PARAMM(MTYPE)-1.
  AE1=(DEVIX/EI)/(1.-RF1*(DEVIX/DEVIF))
  AE1=DABS(AE1)*100.
  IF(AE1.EQ.0.) AE1=10.E50
  IF(Q3) 4,5,5
  4 Q2=1./((AE1**DABS(Q3)))
  GO TO 6
  5 Q2=AE1**Q3
  6 POISS(KL)=PARAML(MTYPE)*PARAMM(MTYPE)*Q1*Q2
12 CONTINUE
  IF(POISS(KL).LT.0.2) POISS(KL)=0.2
  IF(POISS(KL).GT.0.49) POISS(KL)=0.49
  IF(NPSPS.EQ.0) RETURN
  POISS(KL)=POISS(KL)/(1.-POISS(KL))
  YOUNG(KL)=YOUNG(KL)/(1.-POISS(KL)**2)
  RETURN
  8 YOUNG(KL)=0.

```

```

POISS(KL)=0.
RETURN
END

```

```

C*****
SUBROUTINE GRAFIC (KK)
C*****
C CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO - FORMULAÇÃO DIGITAL
C=====
IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
COMMON HED(78),NUMEL,NUMNP,NUMSOL,NPCE,NPSPS
COMMON /CLARK/ YOUNG(130),POISS(130)
COMMON /MERCKX/ SIGM3(11,9),SIGMAD(9,11,21),YOUNG1(9,11,21)
1,POISS1(9,11,21),YOUNG4(11,9),POISS4(11,9)
COMMON /GRAFI/ EPSI1(21,11),EPSIV(21,11),NCS(11),NCD(11)
SIGM3(1,KK)=0.
EPSI1(1,1)=0.
MCS=NCS(KK)+1
SIGMAD(KK,1,1)=0.
EPSIV(1,1)=0.
NCD(1)=20
MCD=NCD(1)+1
DO 8 J=1,MCD
8 SIGMAD(KK,1,J+1)=SIGMAD(KK,1,J)+1000.
DO 2 J=1,21
EPSI1(J,1)=0.
YOUNG1(KK,1,J)=0.
POISS1(KK,1,J)=0.
2 CONTINUE
DO 6 I=2,MCS
MCD=NCD(I)+1
DO 6 J=2,MCD
X1=DABS(EPSI1(J,I)-EPSI1(J-1,I))
Y1=DABS(SIGMAD(KK,I,J)-SIGMAD(KK,I,J-1))
YOUNG1(KK,I,J-1)=(Y1/X1)*100.
Y2=DABS(EPSIV(J,I)-EPSIV(J-1,I))
POISS1(KK,I,J-1)=DABS(0.5-(Y2/(2.*X1)))
IF(POISS1(KK,I,J-1).GT.0.5) POISS1(KK,I,J-1)=0.5
6 CONTINUE
DO 1 I=2,MCS
SIGMAD(KK,I,21)=10000.
MCD=NCD(I)+1
IF(MCD.GT.21) GO TO 1
DO 1 J=MCD,21
SIGMAD(KK,I,J)=SIGMAD(KK,I,J-1)+1000.
YOUNG1(KK,I,J)=0.
POISS1(KK,I,J)=0.5
1 CONTINUE

```

RETURN  
END

```

C*****
SUBROUTINE PSOLO
C*****
C   DET. MOD. DE YOUNG E COEF. DE POISSON - FORMULACAO DIGITAL
C=====
  IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
  COMMON HED(78), NUMEL, NUMNP, NUMSOL, NPCE, NPSPS
  COMMON /CLARK/ YOUNG(130), POISS(130)
  COMMON /SPITZ/ IX(130,9), KL
  COMMON /MERCCKX/ SIGM3(11,9), SIGMAD(9,11,21), YOUNG1(9,11,21)
1, POISS1(9,11,21), YOUNG4(11,9), POISS4(11,9)
  COMMON /CLAY/ SIGMA1, SIGMA3, ALFA, TMAX, OMEGA
  COMMON /SHAW/ RCODE, STEN(130), SCODE(130)
  MTYPE=IX(KL,9)
  IF(MTYPE.EQ.10) GO TO 10
  SIGM3A=DABS(SIGMA3)
  I=1
  SIGMA3=DABS(SIGMA3)
3 IF(SIGM3(I,MTYPE)-SIGM3A) 2,1,1
2 I=I+1
  GO TO 3
1 IF(I.EQ.1) I=2
  J=1
6 IF(XII-SIGMAD(MTYPE,I-1,J)) 4,4,5
5 J=J+1
  GO TO 6
4 IF(J.EQ.1) J=2
  L=1
13 IF(XII-SIGMAD(MTYPE,I,L)) 11,11,12
12 L=L+1
  GO TO 13
11 IF(L.EQ.1) L=2
  IF(RCODE.GT.0.) GO TO 7
  EE5=DABS(YOUNG4(I,MTYPE)-YOUNG4(I-1,MTYPE))
  EE9=DABS(YOUNG4(I-1,MTYPE))
  EE6=DABS(SIGM3(I,MTYPE)-SIGM3(I-1,MTYPE))
  EE7=DABS(SIGM3A-SIGM3(I-1,MTYPE))
  IF(EE6.EQ.0.) RETURN
  YOUNG(KL)=(EE5/EE6)*EE7+EE9
  EE8=DABS(POISS4(I,MTYPE)-POISS4(I-1,MTYPE))
  EE10=DABS(SIGM3(I-1,MTYPE))
  POISS(KL)=(EE8/EE6)*EE7+EE10
  GO TO 8
7 CONTINUE
  CA1=DABS(YOUNG1(MTYPE,I-1,J-1)-YOUNG1(MTYPE,I-1,J))

```

```

CB1=DABS(SIGMAD(MTYPE,I-1,J)-XII)
CC1=DABS(SIGMAD(MTYPE,I-1,J)-SIGMAD(MTYPE,I-1,J-1))
EE1=CA1*CB1/CC1+YOUNG1(MTYPE,I-1,J)
CA2=DABS(YOUNG1(MTYPE,I,L)-YOUNG1(MTYPE,I,L-1))
CB2=DABS(SIGMAD(MTYPE,I,L)-XII)
CC2=DABS(SIGMAD(MTYPE,I,L)-SIGMAD(MTYPE,I,L-1))
EE2=CA2*CB2/CC2+YOUNG1(MTYPE,I,L)
YOUNG(KL)=(EE2-EE1)*(SIGM3A-SIGM3(I-1,MTYPE))/(SIGM3(I,
1 MTYPE)-SIGM3(I-1,MTYPE))+EE1
IF(YOUNG(KL).EQ.0.) GO TO 10
CA3=DABS(POISS1(MTYPE,I-1,J-1)-POISS1(MTYPE,I-1,J))
EE3=CA3*CB1/CC1+POISS1(MTYPE,I,L)
CA4=DABS(POISS1(MTYPE,I,L-1)-POISS1(MTYPE,I,L))
EE4=CA4*CB2/CC2+POISS1(MTYPE,I,L)
POISS(KL)=(EE3-EE4)*(SIGM3A-SIGM3(I-1,MTYPE))/(SIGM3(I,
1 MTYPE)-SIGM3(I-1,MTYPE))+EE3
8 CONTINUE
IF(POISS(KL).GE.0.5) POISS(KL)=0.49
IF(NSPS.EQ.0) RETURN
POISS(KL)=POISS(KL)/(1.-POISS(KL))
YOUNG(KL)=YOUNG(KL)/(1.-POISS(KL)**2)
RETURN
10 YOUNG(KL)=0.
POISS(KL)=0.
-----
IX(KL,9)=10
RETURN
END

```

```

C*****
SUBROUTINE DISTRB (RO)
C*****
C   DEFINÉ AS CARGAS DISTRIBUIDAS
C=====
  IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
  COMMON /AARON/ NRETIR(8),NPOINT(8),LSIDE(130,4),NELRET(30,8
1),NPONTO(130,8),JUSTB(130,8),NJUSTB(8),NESUB(130),NELSUB
  COMMON /ORDARG/ R(437),Z(437),UX(437),CODE(437),UY(437),IF
IRON
  COMMON /SPITZ/ IX(130,9),KL
  COMMON /HAYES/ PP(6),LADO
  III=NESUB(1)
  DO 7005 M=1,NELSUB
  KL=NESUB(M)
  DO 7005 KN=1,4
  DJ 7016 KHN=1,6
7016 PP(KHN)=0.
  ABC=1.
  BBC=1.

```

```

LADJ=LSIDE(KL,KN)
IF(LADJ.LE.1) GO TO 7005
IF(LADJ.EQ.2) GO TO 7006
IF(LADJ.EQ.3) GO TO 7007
J1=IX(KL,4)
J2=IX(KL,7)
J3=IX(KL,3)
J4=IX(III,3)
IF(R(J1).EQ.R(J3)) BBC=0.
ABC=-1.
GO TO 7008
7006 J1=IX(KL,2)
      J2=IX(KL,5)
      J3=IX(KL,1)
      J4=IX(III,2)
      IF(R(J1).EQ.R(J3)) BBC=0.
      GO TO 7008
7007 J1=IX(KL,1)
      J2=IX(KL,8)
      J3=IX(KL,4)
      J4=IX(III,6)
      IF(Z(J1).EQ.Z(J3)) ABC=0.
7008 CONTINUE

```

```

ALT=Z(J4)

```

```

Z1=ALT-Z(J1)
Z2=ALT-Z(J2)
Z3=ALT-Z(J3)
PP(1)=ABC*RO*Z1
PP(2)=-BBC*RO*Z1
PP(3)=ABC*RO*Z2
PP(4)=-BBC*RO*Z2
PP(5)=ABC*RO*Z3
PP(6)=-BBC*RO*Z3

```

```

C=====
CALL PRESS
C=====

```

```

7005 CONTINUE
RETURN
END

```

```

C*****
SUBROUTINE HIPEBL (KKL)
C*****
C DETERMINA OS PARAMETROS HIPERBOLICOS
C=====
IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
COMMON /UM/ XIN(20),YIN(20),XSLOPE,YINTER,M,L,KK, JJ, ICHECK,
1 ICOND

```

```

COMMON /DOIS/ P(20),DPA(20),DPB(20),DPF(20),PA
COMMON /TRES/ EAA(20),EAB(20),EVA(20),EVB(20),ERA(20),ERB(2
10)
COMMON /QUATRO/ COHESN(10),ANGL1(10),DANGL1
COMMON /SEIS/ XK(10),XN(10),RAVE(10),G(10),F(10),DAVE(10)
COMMON /SETE/ EI(20),V(20),XP(20),XM(20),PP(20),RF(20),D(20
C*****
C CALCULO DE EI E RF
C*****
G(KKL)=0.
XMAX=0.
XMIN=1000.
PR=0.
DO 5 I=1,M
IF(JJ.EQ.1) GO TO 4
DPF(I)=DPF(I)*P(I)-P(I)
4 DPA(I)=0.7*DPF(I)
DPB(I)=0.95*DPF(I)
EAA(I)=0.01*EAA(I)
EAB(I)=0.01*EAB(I)
TA=EAA(I)/(DPA(I))
TB=EAB(I)/DPB(I)
SLOPE=(TB-TA)/(EAB(I)-EAA(I))
EI(I)=2./(TB+TA-SLOPE*(EAB(I)+EAA(I)))/PA
RF(I)=DPF(I)*SLOPE
SIGMA3=P(I)
IF(SIGMA3.LT.XMIN) XMIN=SIGMA3
IF(SIGMA3.GT.XMAX) XMAX=SIGMA3
PR=PR+RF(I)
5 CONTINUE
RAVE(KKL)=PR/M
C*****
C SELECAO DAS TENSOES
C*****
XMIN=XMIN/PA*1.058
XMAX=XMAX/PA*1.058
C*****
C CALCULO DE K E N
C*****
DO 6 I=1,M
XIN(I)=DLOG10(P(I)/PA)
6 YIN(I)=DLOG10(EI(I))
KK=0
C=====
CALL LESQRE
C=====
XN(KKL)=XSLOPE
XK(KKL)=YINTER
K=XK(KKL)
C*****

```

C CALCULO DA COESAO E ANGULO DE ATRITO INTERNO

C\*\*\*\*\*

IF(ICOND.EQ.0) GO TO 7

C=====

CALL ANGLL (KKL)

C=====

GO TO 15

7 DO 8 I=1,M

XIN(I)=(DPF(I)+2.\*P(I))/2.

8 YIN(I)=DPF(I)/2.

KK=1

CALL LESQRE

YI=YINTER

ANGLE=XSLOPE

SOLD=1000.

IF(XSLOPE.GE.0.) GO TO 10

ANGLE=0.

SUM=0.

DO 9 J=1,M

9 SUM=SUM+YIN(J)

YI=SUM/M

10 IF(YINTER.GE.0.) GO TO 14

YI=0.

SOLD=100.

R=0.04

DO 12 I=1,10

XSLOPE=XSLOPE-R

SUM=0.

DO 11 J=1,M

11 SUM=SUM+(YIN(I)-XSLOPE\*XIN(J))\*2

IF(SUM.GT.SOLD) R=(-0.5)\*R

IF(SUM.LE.SOLD) SOLD=SUM

IF(DABS(R).LE.0.025) GO TO 13

12 CONTINUE

13 XSLOPE=SOLD

14 CONTINUE

ANGL=DARS IN(ANGLE)/3.141592653589793\*180.

COHESN(KKL)=YI/DCOS(ANGLE)

COHESN(KKL)=COHESN(KKL)/PA\*1.058

DANGL1=0.

15 CONTINUE

IF(L.EQ.0) GO TO 1000

C\*\*\*\*\*

C CALCULO DE D E V

C\*\*\*\*\*

DT=0.

DO 21 I=1,L

ERA(I)=(0.01\*EVA(I)-EAA(I))/2.\*(-1.)

ERB(I)=(0.01\*EV(B(I))-EAB(I))/2.\*(-1.)

AA=ERA(I)/EAA(I)



```

160 FORMAT (1H ,F7.2,F10.2,4F11.2,F9.2,3F10.3)
170 FORMAT (1H0,2HM=,I3,4X,2HL=,I3,4X,3HJJ=,I2,4X,
17HICHECK=,I2,4X,6HICOND=,I2,4X,3HPA=,F10.5)
190 FORMAT (1H0,130(' '*))
270 FORMAT (1H0,2X,12HSTRESS RANGE,3X,6HNUMBER,8X,1HC,5X,
1 8HATRITO ,10X,1HK,8X,1HN,9X,2HRF,/6X,11X,'DE TESTES',5X,
2 5H ,5X,6HANGULO)
280 FORMAT (1H0,F5.1,2H - ,F5.1,7X,I2,3X,F10.2,F9.1,12X,I5,
12F10.2)
290 FORMAT (1H0,F5.1,2H -,F5.1,7X,I2,3X,F10.2,F9.1,2H (,F5.2,
11H),8X,I5,2F10.2)
330 FORMAT (1H0,8X,1HG,9X,1HF,9X,1HD)
340 FORMAT (1H0,3F10.4)
350 FORMAT (F5.1,2H -,F5.1,7X,I2,3X,F10.2,F9.1,13X,I5,2F9.2)
360 FORMAT ( F5.1,2H -,F5.1,7X,I2,3X,F10.2,F9.1,2H (,F5.2,
11H),5X,I5,2F9.2)
370 FORMAT (3F10.4)
RETURN
END

```

```

C*****
SUBROUTINE LESQRE
C*****
C TRACADO DA RETA - MET. DOS MINIMOS QUADRADOS
C=====
IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
COMMON /UM/ XIN(20),YIN(20),XSLOPE,YINTER,M,L,KK, JJ,ICHECK,
1 ICOND
X=0.
Y=0.
XX=0.
XY=0.
DO 10 I=1,M
X=X+XIN(I)
Y=Y+YIN(I)
XX=XX+XIN(I)*XIN(I)
10 XY=XY+XIN(I)*YIN(I)+XY
XSLOPE=(M*XY-X*Y)/(M*XX-X*X)
YZ=(Y*XX-X*XY)/(M*XX-X*X)
IF(KK.EQ.0) GO TO 20
YINTER=YZ
GO TO 30
20 YINTER=10.**YZ
30 RETURN
END

```

```

C*****
SUBROUTINE ANGLL (KKL)
C*****
C DETERMINA O ANGULO DE ATRITO INTERNO
C=====
IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
COMMON /UM/ XIN(20),YIN(20),XSLOPE,YINTER,M,L,KK,JJ
COMMON /DOIS/ P(20),DPA(20),DPB(20),DPF(20),PA
COMMON /TRES/ EAA(20),EAB(20),EVA(20),EVB(20),ERA(20),ERB(2
10)
COMMON /QUATRO/ COHESN(10),ANGL1(10),DANGL1
DO 100 I=1,M
AANG=(DPF(I)/2.)/((DPF(I)+2.*P(I))/2.)
ANG=DARSIN(AANG)/3.141592653589793*180.
XIN(I)=DLOG10(P(I)/PA)
YIN(I)=ANG
100 CONTINUE
COHESN(KKL)=0.
KK=1
C=====
CALL LESQRE
C=====
ANGL1(KKL)=YINTER
DANGL1=XSLOPE*(-1.)
RETURN
END

C*****
SUBROUTINE CHECK1 (KKL)
C*****
C VERIFICACAO DOS PARAMETROS HIPERBOLICOS
C=====
IMPLICIT REAL*8(A-G,O-Z)
COMMON /UM/ XIN(20),YIN(20),XSLOPE,YINTER,M,L,KK,JJ,ICHECK,
1ICOND
COMMON /DOIS/ P(20),DPA(20),DPB(20),DPF(20),PA
COMMON /TRES/ EAA(20),EAB(20),EVA(20),EVB(20),ERA(20),ERB(
120)
COMMON /QUATRO/ COHESN(10),ANGL1(10),DANGL1
COMMON /SEIS/ XK(10),XN(10),RAVE(10),G(10),F(10),DAVE(10)
COMMON /SETE/ EI(20),V(20),XP(20),XM(20),PP(20),RF(20),D(20)
X=COHESN(KKL)/1.058*PA
ANGL2=ANGL1(KKL)
DANGL2=DANGL1
DO 1000 I=1,M
ANGL1(KKL)=(ANGL2-DANGL1*DLOG10(P(I)/PA))/180.*
13.141592653589793
DDF=(2.*X*DCOS(ANGL1(KKL))+2.*P(I)*DSIN(ANGL1(KKL)))/(1.-

```

```

10 SIN(ANGL1(KKL))
   DFF=DDF
   IF(JJ.EQ.0) DDF=(DDF+P(I))/P(I)
   E=XK(KKL)*PA*(P(I)/PA)**XN(KKL)
   ANGGG=ANGL1(KKL)/3.141592653589793*180.
   PRINT 200,P(I),PA,DDF,COHESN(KKL),ANGGG,XK(KKL),XN(KKL),
1RAVE(KKL),G(KKL),F(KKL),DAVE(KKL)
   IF(JJ.EQ.1) GO TO 115
   PRINT 210
   GO TO 120
115 PRINT 220
120 CONTINUE
   ESP1=0.
   DO 145 J=1,45
C*****
C   AJUSTAGEM DA CURVA HIPERBOLICA TENSÃO-DEFORMAÇÃO
C*****
   IF(J.LE.20) ESP1=ESP1+0.0025
   IF(J.GT.20) ESP1=ESP1+0.01
   SIG13=ESPE1/(1./E+ESP1*RAVE(KKL)/DDF)
   IF(JJ.EQ.1) GO TO 125
   SIG13=(SIG13+P(I))/P(I)
125 IF(L.GT.1) GO TO 130
   ESPP=ESP1*100.
   PRINT 230,ESPP,SIG13
   IF(SIG13.GT.DDF) GO TO 1000
   GO TO 145
130 CONTINUE
C*****
C   AJUSTAGEM DA CURVA HIPERBOLICA (D, F, G)
C*****
   DD=1.-DAVE(KKL)*ESP1
   IF(DD.LE.0.) GO TO 135
   POIS1=(G(KKL)-F(KKL)*DLOG10(P(I)/PA))/DD
135 CONTINUE
   ESPP=ESP1*100.
   ESP3A=POIS1*ESPP*(-1.)
   ESPVA=ESPP+2.*ESP3A
140 PRINT 240,ESPP,SIG13,POIS1,ESP3A,ESPVA
   IF(SIG13.GT.DDF) GO TO 1000
145 CONTINUE
1000 CONTINUE
200 FORMAT (1H0,21HSIGMA3 -----,F10.4,10X,
121HPRESSAO ATMOSFERICA =,F10.4 /
2 48H   TENSÃO DE RUPTURA ----- F10.4/
3 48H   COESÃO ----- F10.4/
4 48H   ANGULO DE ATRITO INTERNO ----- F10.4/
5 48H   "MODULUS NUMBER" K ----- F10.4/
6 48H   EXPONENCIAL N ----- F10.4/
7 48H   INDICE DE RUPTURA ----- F10.4/

```

```

8 48H  FATOR G ----- F10.4/
9 48H  FATOR F ----- F10.4/
* 48H  FATOR D ----- F10.4/
*)
210 FORMAT (1H0,30X,16HPARAMETROS D,F,G/
148H     ESP1  SIG1/SIG3      V      ESP      ESP /)
220 FORMAT (1H0,30X,16HPARAMETROS D,F,G/
151H     ESP1  SIG1/SIG3      V      ESP3     ESPV /)
230 FORMAT (1H ,2F10.2)
240 FORMAT (1H ,2F10.2,3F10.3)
RETURN
END

```

```

C*****
C

```

```

SUBROUTINE TESTE (JCODIG)

```

```

C
C*****
C
C VERIFICA TODOS OS DADOS DO PROBLEMA
C=====

```

```

IMPLICIT REAL *8(A-G,O-Z)
DIMENSION HDE(78)-----
COMMON HED(78), NUMEL, NUMNP, NUMSOL, NPCE, NPSPS, NUESTR
COMMON /BRUDER/ SIGXM(130), SIGYM(130), TAUXYM(130), SIGTD(437
1,3), SIGXM1(130), SIGYM1(130), TAUXY1(130)
COMMON /MERCCKX/ SIGM3(11,9), SIGMAD(9,11,21), YOUNG1(9,11,21)
1, POISS1(9,11,21), YOUNG4(11,9), POISS4(11,9)
COMMON /GRAFI/ EPSI1(21,11), EPSIV(21,11), NCS(11), NCD(11)
COMMON /CLARK/ YOUNG(130), POISS(130)
COMMON /MATARG/ ARESCO(16), COEDIL(16), TEMP1(16), TEMP2(16),
1TENSX(16)
COMMON /DWENS/ COELAT(13), PESPEC(130), JCINCR, JESPEC
COMMON /AARON/ NRETIR(8), NPOINT(8), LSIDE(130,4), NELRET(30,8
1), NPONTO(130,8), JUSTB(130,8), NJUSTB(8), NESUB(130), NELSUB
COMMON /HAYES/ PP(6), LADO
COMMON /SPITZ/ IX(130,9), KL
COMMON /ORDARG/ R(437), Z(437), UX(437), CODE(437), UY(437),
1IFRON
COMMON /TEST/ POIS2(16), GAMA(13), YOUN2(16), NMESTC, NMESCO, JH
1IPER, NCONCR(30)
COMMON /ETER/ CONSTR(9), PARAML(9), PARAMM(9), PARAMQ(9), EVSIG
1A(9)
COMMON /UM/ XIN(20), YIN(20), XSLOPE, YINTER, M, L, KK, JJ, LTESTE,
1ICOND
COMMON /DOIS/ P(20), OPA(20), DPB(20), DPF(20), PA
COMMON /TRES/ EAA(20), EAB(20), EVA(20), EVB(20), ERA(20), ERB(
120)
COMMON /QUATRO/ COESAB(10), ATRITO(10), DANGL1

```

```

COMMON /SEIS/ CONSTC(10),EXP(10),RF(10),G(10),F(10),DAVE(1
10)
C*****
C   NPSPS=0 - ANALISE PLANO TENSAO
C   NPSPS=1 - ANALISE PLANO DEFORMACAO
C   NPCE=0 - ANALISE LINEAR
C   NPCE=1 - ANALISE NAO LINEAR
C*****
C.....
C   NMESTC - NUMERO DE DIF. MATERIAIS DA ESTACA(MAX.=3)
C   (MYPE=11-ACO),(MYPE=12-MADEIRA) E (MYPE=13-CONCRETO)
C   NMESCO - NUMERO DE DIF. MATERIAIS DA ESCORA
C   (MYPE=14=>ACO,MYPE=15=>MADEIRA,MYPE=16=>CONCRETO)
C.....
20000 CONTINUE
PRINT 1500
JESPEC=1
ICODIG=0
DO 1 I=1,78
J=79-I
1 HDE(J)=HED(I)
PRINT 5 , (HDE(I),I=1,78)
IF (NPSPS.LT.1) GO TO 51
PRINT -1501
GO TO 52
51 PRINT 1502
52 PRINT 1503,NUMNP,NUMEL,NUMSOL,NMESTC,NMESCO,NUESTR,NPCE,
INPSPS,JHIPER
IF(NUMSOL.EQ.0) GO TO 53
IF(NPCE.EQ.1) GO TO 67
C*****
C   DEFINICAO DAS CARACTERISTICAS DOS SOLOS
C*****
C=====
C   LINEARIDADE DO SOLO
C=====
63 PRINT 65
PRINT 68
DO 66 M=1,NUMSOL
READ 1000 , (HED(I),I=1,78)
PRINT 5 , (HED(I),I=1,78)
READ 1004,YOUN2(M),POIS2(M),GAMA(M),COELAT(M),COESAO(M),
1ATRITO(M)
PRINT 4002,M,YOUN2(M),POIS2(M),GAMA(M),COELAT(M),COESAO(M),
1ATRITO(M)
IF(GAMA(M).NE.0.) JESPEC=2
66 CONTINUE
GO TO 53
67 CONTINUE
IF(JHIPER.GE.1) GO TO 59

```

```

=====
C      NAO LINEARIDADE DO SOLO - CURVAS CURVAS DE LABORATORIO
=====
C      (CD      - NO. DE ABCISSAS (SIGMA1-SIGMA3) ADOTADAS
C      NCS      - NO. DE CURVAS DE LABORAT. COM SIGMA3 CONSTANTE
C      SIGM3    - TENSÃO CONFINANTE ADOTADO NO LABORATORIO
C.....
      PRINT 20
      PRINT 19
      DO 41 KK=1, NUMSOL
      READ 1000 , (HED(I), I=1, 78)
      READ 1955, NCS(KK), GAMA(KK), COELAT(KK), COESAO(KK), ATRITO(KK)
      PRINT 1960, NCS(KK), GAMA(KK), COELAT(KK), COESAO(KK), ATRITO(KK)
      IF(GAMA(KK).NE.0.) JESPEC=2
      MCS=NCS(KK)+1
      DO 1954 J=2, MCS
      PRINT 1956, J
1956  FORMAT (///, 30X, 'CURVA NUMERO', I3, /)
      READ 1955, NCD(J), SIGM3(J, KK)
      PRINT 1020 , J, NCD(J), SIGM3(J, KK)
      READ 1004, (EPSII(I, J), SIGMAD(KK, J, I), EPSIV(I, J), I=2, MCD)
      PRINT 1959, (EPSII(I, J), SIGMAD(KK, J, I), EPSIV(I, J), I=2, MCD)
1959  FORMAT (10X, 'EPSII =', E13.6, 5X, 'SIGMAD =', E13.6, 5X, 'EPSIV =
-----
1)
1954  CONTINUE
C=====
      CALL GRAFIC (KK)
C=====
      PRINT 1958
1958  FORMAT (///, 5X, 'CURVA NO.', 5X, 'PONTO NO.', 5X, 'SIGMAD', 15X, 'Y
      115X, 'POISSI', /)
      DO 41 J=1, MCS
      PRINT 1957, J, (I, SIGMAD(KK, J, I), YOUNG1(KK, J, I), POISSI(KK, J, I
      1))
1957  FORMAT (2(8X, I3), 3(7X, E13.6))
      41  CONTINUE
      GO TO 53
      59  CONTINUE
C=====
C      NAO LINEARIDADE DO SOLO - CURVAS HIPERBOLICAS (LADE)
=====
      PRINT 1950
1950  FORMAT (///, 5X, 'PARAMETROS PARA ANALISE NAO LINEAR UTILIZAND
      IS HIPERBOLICAS', /)
      DO 58 I=1, NUMSOL
      READ 1000 , (HED(J), J=1, 78)
      PRINT 5 , (HED(J), J=1, 78)
      READ 120, M, L, JJ, ICOND, PA, GAMA(I), COELAT(I)
      IF(GAMA(I).NE.0.) JESPEC=2
      DO 10 J=1, M

```

```

      READ 1004,P(J),DPF(J),EAA(J),EAB(J),EVA(J),EVB(J)
10 CONTINUE
C=====
      CALL HIPEBL (I)
C=====
      IF(L.NE.0) GO TO 58
      READ 1004 ,CONSTR(I),PARAML(I),PARAMM(I),PARAMQ(I),EVSIGA(I
1)
      PRINT 1952, GAMA(I),COELAT(I),CONSTC(I),CONSTR(I),COESAO(I)
1,ATRITO(I),EXPN(I),RF(I),PARAML(I),PARAMM(I),PARAMQ(I),
2EVSIGA(I)
58 CONTINUE
      DO 50 I=1,NUMSOL
50 ATRITO(I)=ATRITO(I)*3.14152653589793/180.
C*****
C      LEITURA DAS CARACTERISTICAS DAS ESTACAS
C*****
53 IF(NMESTC.EQ.0) GO TO 55
      PRINT 1710
      DO 1706 M=1,NMESTC
      READ 1000,(HED(I),I=1,78)
      PRINT 5 , (HED(I),I=1,78)
      READ 1707,MTYPE,YOUN2(MTYPE),POIS2(MTYPE),GAMA(MTYPE)
      PRINT 1751,MTYPE,YOUN2(MTYPE),POIS2(MTYPE),GAMA(MTYPE)
1706 CONTINUE
55 CONTINUE
C*****
C      LEITURA DAS CARACTERISTICAS DA ESCORA
C*****
      IF(NMESCO.EQ.0) GO TO 56
      PRINT 5014
      DO 5000 M=1,NMESCO
      READ 1000,(HED(I),I=1,78)
      PRINT 5 , (HED(I),I=1,78)
      READ 1707,MTYPE,COEDIL(MTYPE),YOUN2(MTYPE),POIS2(MTYPE)
      PRINT 5002,MTYPE,COEDIL(MTYPE),POIS2(MTYPE),YOUN2(MTYPE)
5000 CONTINUE
56 CONTINUE
C*****
C      LEITURA E IMPRESSAO DOS DADOS DOS PONTOS NODAIS
C*****
      PRINT 2004
      L=0
60 READ 1006 , N,CODE(N),R(N),Z(N)
      NL=L+1
      ZX=N-L
      IF(L.EQ.0) GO TO 70
      DR=(R(N)-R(L))/ZX
      DZ=(Z(N)-Z(L))/ZX
70 L=L+1

```

```

C*****
C   INTERPOLACAO ENTRE OS NUMEROS DOS PONTOS NODAIS
C*****
      IF(N-L) 100,90,80
      80 CODE(L)=0.0
         R(L)=R(L-1)+DR
         Z(L)=Z(L-1)+DZ
         GO TO 70
      90 CONTINUE
         IF(NUMNP-N) 100,110,60
      100 PRINT 2009 , N
         STOP
      110 CONTINUE
         LN=NUMNP/2
         IF((NUMNP*2).NE.(LN*4)) LN=LN+1
         DO 111 K=1,LN
            NL=LN+K
            IF(NL.GT.NUMNP) GO TO 112
      111 PRINT 2002,K,CODE(K),R(K),Z(K),NL,CODE(NL),R(NL),Z(NL)
            GO TO 113
      112 PRINT 2002 , K,CODE(K),R(K),Z(K)
      113 CONTINUE
C*****
C   LEITURA E IMPRESSAO DAS PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS
C*****
      PRINT 2001
      N=0
      130 READ 1003,M,(IX(M,I),I=1,9)
      140 N=N+1
         IF (M=N) 170,170,150
C*****
C   INTERPOLACAO ENTRE ELEM. QUE FALTAM NOS DADOS DE ENTRADA
C*****
      150 IX(N,1)=IX(N-1,1)+2
         IX(N,2)=IX(N-1,2)+2
         IX(N,3)=IX(N-1,3)+2
         IX(N,4)=IX(N-1,4)+2
         IX(N,5)=IX(N-1,5)+1
         IX(N,6)=IX(N-1,6)+2
         IX(N,7)=IX(N-1,7)+1
         IX(N,8)=IX(N-1,8)+2
         IX(N,9)=IX(N-1,9)
      170 PRINT 2003,N,(IX(N,I),I=1,9)
         IF (M=N) 180,180,140
      180 IF(NUMEL-N) 190,190,130
      190 CONTINUE
C*****
C   DETERMINACAO DA LARGURA DA BANDA
C*****
      J=0

```

```

DO 340 N=1,NUMEL
DO 340 I=1,8
DO 325 L=1,8
KK=IX(N,I)-IX(N,L)
IF(KK.LT.0) KK=-KK
IF (KK-J) 325,325,320
320 J=KK
325 CONTINUE
340 CONTINUE
MBAND=2*J+2
PRINT 10013,MBAND
C*****
C      DEFINICAO DOS NIVEIS DA ESCAVACAO
C*****
C      NJUSTB   - NUMERO DE ELEMENTOS LOGO ABAIXO DA FRONTEIRA
C      JUSTB    - NUMERO DOS ELEMENTOS LOGO ABAIXO DA FRONTEIRA
C      NELRET   - NUMERO DO ELEMENTO A SER RETIRADO
C      NPOINT   - NUMERO DE PONTOS FRONTEIRA
C      NPONTO   - NUMERO DO PONTO NODAL FRONTEIRA
C      NRETIR   - NUMERO DE ELEMENTOS A RETIRAR NESSA ETAPA
C.....
      READ 1003,NNIVEL
      IF(ICODIG.EQ.0) GO TO 1712
8002 CONTINUE
      PRINT 8005 , NNIVEL
8005 FORMAT (/ ,10X, 'NUMERO DE NIVEIS =',I3,/)
      DO 8027 IFRON=1,NNIVEL
      READ 1003,NRETIR(IFRON),NPOINT(IFRON),NJUSTB(IFRON)
      NRETI=NRETIR(IFRON)
      JUST=NJUSTB(IFRON)
      NPOIN=NPOINT(IFRON)
      READ 1003,(NELRET(I,IFRON),I=1,NRETI)
      PRINT 8004 , IFRON
      PRINT 1003,(NELRET(I,IFRON),I=1,NRETI)
      READ 8025,(JUSTB(I,IFRON),(LSIDE(JUSTB(I,IFRON),J1),J1=1,4)
      1,I=1,JUST)
8025 FORMAT (5I5)
      READ 1003,(NPONTO(I,IFRON),I=1,NPOIN)
8027 CONTINUE
      IFRON=0
C*****
C      LEITURA DA ETAPA DE EXECUCAO DA OBRA
C*****
C      JCODIG=100 - NOVO EXEMPLO
C      JCODIG=0 - FIM DO PROGRAMA
C      JESCAV=1 - ESCAVACAO
C      JCCJNC=X - NO. DE CARREGAMENTOS CONCENTRADOS NESSA ETAPA
C      JESCOR=X - NO. DE ESCORAS A SEREM INSTALADAS NESSA ETAPA
C      JCDIST=1 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO
C      JESPEC=1 - PESO ESPECIFICO NULO

```

```

C     JESPEC=2 - PESO ESPECIFICO NAO NULO
C     JCINCR=X - NUMERO DE ELEMENTOS NESSA ETAPA INCREMENTAL
C     JRIGID=1 - AUMENTO DA RIGIDEZ DO CONCRETO DEVIDO A CURA
C*****
  49 CONTINUE
    READ 1003, JCODIG, JESCAV, JCCONC, JESCOR, JCDIST, JCINCR, JRIGID
    IF(JESPEC.NE.0) GO TO 1712
    IF(JCODIG.EQ.100.OR.JCODIG.EQ.0) GO TO 2
    PRINT 1220
    PRINT 1221 , ICODIG
    PRINT 1220
    IF(JRIGID.EQ.0) GO TO 1711
C*****
C     MUDANCA DA RIGIDEZ DO CONCRETO
C*****
C     NECONC - NUMERO DE ELEMENTOS CONCRETO
C     NCONCR - NUMERO DO ELEMENTO CONCRETO
C.....
    READ 1003, NECONC, (NCONCR(I), I=1, NECONC)
    PRINT 301, NECONC
    PRINT 302
    PRINT 303, (NCONCR(I), I=1, NECONC)
  1711 CONTINUE
    IF(JCCONC.EQ.0) GO TO 1702 -
C*****
C     CARREGAMENTO OU DESCARREGAMENTO (CARGAS CONCENTRADAS)
C*****
C     NPC - NUMERO DO PONTO NODAL
C.....
    PRINT 15
    PRINT 1204
    DO 21 ILA=1, JCCONC
    READ 1955, NPC, UX(NPC), UY(NPC)
    PRINT 1016, NPC, UX(NPC), UY(NPC)
  21 CONTINUE
  1702 CONTINUE
    IF(JESCAV.EQ.0) GO TO 1703
C*****
C     E S C A V A C A O
C*****
    IFRON=IFRON+1
    PRINT 8001
    PRINT 8022 , IFRON
    NRETI=NRETI( IFRON)
    JUST=NJUSTB( IFRON)
    NPOIN=NPOINT( IFRON)
    PRINT 8003, NRETI( IFRON), NPOINT( IFRON), NJUSTB( IFRON)
    PRINT 8030
    PRINT 8025 , (NESUB(I), (LSIDE(NESUB(I), J), J=1, 4), I=1, NELSUB
1)

```

```

PRINT 8006
PRINT 1003,(NPONTO(I,IFRON),I=1,NPOIN)
1703 CONTINUE
IF(JESCOR.EQ.0) GO TO 1708
C*****
C   INSTALACAO DA ESTRONCA ==> MUDANCA DO MATERIAL
C   { AR PARA ACO,MADEIRA OU CONCRETO }
C*****
C   NESTRO   - NUMERO DA ESTRONCA A SER INSTALADA
C   TENSX    - TENSAO DE COMPRESSAO NA ESTRONCA
C*****
PRINT 6002
DO 6003 J=1,JESCOR
READ 6004,NESTRO,MTYPE,TEMP1(NESTRO),TEMP2(NESTRO),TENSX(
INESTRO),(HED(I),I=1,40)
YOUNG(NESTRO)=YOUN2(MTYPE)
POISS(NESTRO)=POIS2(MTYPE)
PRINT 6005,NESTRO,MTYPE,(HED(I),I=1,40),TEMP1(NESTRO),TEMP2
1(NESTRO),TENSX(NESTRO),POISS(NESTRO),YOUNG(NESTRO)
6003 CONTINUE
1708 CONTINUE
IF(JCDIST.EQ.0) GO TO 1709
C*****
C-----CARREGAMENTO-DISTRIBUIDO-----
C*****
C   NCDIST=1 - SUBSTITUICAO DO SOLO ESCAVADO PELA LAMA BENTONIT
C   NSAPAT  - NUMERO DE SAPATAS
C.....
READ 1003 , NCDIST,NSAPAT,NCQQ
IF(NCDIST.EQ.0) GO TO 7003
READ 1955 ,NELSUB,RO
READ 8025,(NESUB(I),(LSIDE(NESUB(I),J),J=1,4),I=1,NELSUB)
PRINT 7001 , NELSUB,RO
PRINT 8025 , (NESUB(I),(LSIDE(NESUB(I),J),J=1,4),I=1,
1NELSUB)
7003 IF(NSAPAT.EQ.0) GO TO 7017
PRINT 7014 , NSAPAT
DO 7012 IJ=1,NSAPAT
READ 7013 , KL,TAXA
PRINT 7015 , IJ,KL,TAXA
7012 CONTINUE
7017 IF(NCQQ.EQ.0) GO TO 1709
DO 7018 IJ=1,NCQQ
LADD =1
READ 1955 , KL,(PP(I),I=1,6)
PRINT 1955 , KL,(PP(I),I=1,6)
7018 CONTINUE
1709 CONTINUE
IF(JCINCR.EQ.0) GO TO 1712
C*****

```

## C CONSTRUCAO INCREMENTAL

```

C*****
DO 202 I1=1,JCINCR
  READ 1001 , KL, MTYPE, PESPEC(KL), COELAT(MTYPE), YOUNG(KL),
  1POISS(KL)
  PRINT 201 , KL, MTYPE, PESPEC(KL), COELAT(MTYPE), YOUNG(KL),
  1POISS(KL)
202 CONTINUE
1712 CONTINUE
  ICODIG=ICODIG+1
  JESPEC=0
  IF(ICODIG.GE.2) GO TO 49
  IF(NNIVEL.NE.0) GO TO 8002
  GO TO 49
C*****
  RETURN
  2 PRINT 4
  4 FORMAT (///,15X,'ATENCAO : DEPOIS DE VERIFICAR TODOS OS DA'
  1'DOS FAVOR COLOCAR O PRIMEIRO CARTAO NA POSICAO CORRETA.',/
  2,15X,96('*'))
  5 FORMAT (//,20X,78A1,/)
  12 FORMAT(//,35X,'DADOS DOS GRAFICOS',//,18X,'ABCISSAS DOS PO'
  1'NTOS',3X,'ORD. YOUNG1',5X,'ORD. POISS1',/)
  13 FORMAT (20X,E13.6, 5X,E13.6, 5X,E13.6)
  15 FORMAT (////,40X,'C A R R E G A M E N T O   C O N C E N T '
  1'R A D O',/,40X,47('='),//)
  19 FORMAT (///,27X,'DADOS DO LABORATORIO',/,27X,20('='))
  20 FFORMAT (///,20X,'ANALISE NAO LINEAR',//)
  65 FORMAT (///// ,20X,'ANALISE LINEAR',//)
  68 FORMAT (/ ,18X,'CARACTERISTICAS DOS SOLOS',/,18X,25('='),//)
  120 FORMAT (4I5,6F10.0)
  201 FJRMAT (10X,'ELEM. NO.',I3,5X,'MTYPE =',I3,5X,'PESPEC =',
  1E13.6,5X,'RO =',E13.6,/,27X,'YOUNG =',E13.6,5X,'POISS =',
  2E13.6)
  301 FORMAT (/ ,10X,'NUMERO DE ELEMENTOS DE CONCRETO =',I3)
  302 FORMAT (/ ,25X,'NUMERO DOS ELEMENTOS DE CONCRETO',/)
  303 FORMAT (5X,16I5)
1000 FORMAT (78A1)
1001 FORMAT (2I5,8F10.0)
1002 FFORMAT (I5,2F10.0)
1003 FORMAT (16I5)
1004 FORMAT(8F10.0)
1006 FJRMAT (I5,F5.0,2F10.0)
1016 FORMAT (6X,I3,13X,E13.6,12X,E13.6)
1020 FORMAT (//,
  1 48H  NUMERO DA CURVA ----- I3 /
  2 48H  NUMERO DE ABCISSAS ----- I3 /
  3 48H  TENSAO CONFINANTE ----- E12.4/
  4)
1022 FORMAT (1H1,1X,120('*'),//)

```

1204 FORMAT (//,5X,8H P.N.NO.,5X,16HFORCA HORIZONTAL,10X,  
114HFORCA VERTICAL)

1220 FORMAT (/,1X,120('='))

1221 FORMAT (/,45X,'ETAPA NUMERO',I3)

1500 FORMAT (///,20X,'VERIFICACAO DOS DADOS'  
1,/,20X,41('='),///,2X,78A1)

1501 FORMAT (////29H ANALISE - PLANO DEFORMACAO)

1502 FORMAT (////,6X,29H ANALISE - PLANO TENSAO)

1503 FORMAT (///,  
1 48H NUMERO DE PONTOS NODAIS ----- I3 /  
2 48H NUMERO DE ELEMENTOS ----- I3 /  
3 48H NUMERO DE SOLOS ----- I3 /  
4 48H NUMERO DE MATERIAIS DA ESTACA ----- I3 /  
5 48H NUMERO DE MATERIAIS DA ESTRONCA ----- I3 /  
6 48H NUMERO DE ESTRONCAS A INSTALAR ----- I3 /  
7 48H NUMERO DO CODIGO NPCE ----- I3 /  
8 48H NUMERO DO CODIGO NPSPS ----- I3 /  
9 48H NUMERO DO CODIGO JHIPER ----- I3 / )

1600 FORMAT (//,'DESLOCAMENTOS BASEADOS NA ANALISE POR DEFORMAC'  
1'DES PLANAS')

1601 FORMAT (//,'DESLOCAMENTOS BASEADOS NA ANALISE POR TENSOES '  
1'PLANAS')

1952 FORMAT (/,  
1 48H PRESSAO ATMOSFERICA ----- E12.4/  
2 48H PESO ESPECIFICO ----- E12.4/  
3 48H COEF. KZERO ----- E12.4/  
4 48H "MODULUS NUMBER" K ----- E12.4/  
5 48H "MODULUS NUMBER" KUR ----- E12.4/  
6 48H COESAO ----- E12.4/  
7 48H ANGULO DE ATRITO ----- E12.4/  
8 48H EXPONENCIAL N ----- E12.4/  
9 48H INDICE DE RUPTURA ----- E12.4/  
\* 48H PARAMETRO L ----- E12.4/  
\* 48H PARAMETRO M ----- E12.4/  
\* 48H PARAMETRO Q ----- E12.4/  
\* 48H &V/SIGMA3 ----- E12.4/  
\*)

1955 FORMAT (I5,7F10.0)

1960 FORMAT (///,  
1 48H NUMERO DE CURVAS (TRIAxIAL) ----- I3 /  
2 48H PESO ESPECIFICO ----- E12.4/  
3 48H COEF. DE EMPUXO LATERAL EM REPOUSO ----- E12.4/  
4 48H COESAO ----- E12.4/  
5 48H ANGULO DE ATRITO INTERNO ----- E12.4/  
6)

1707 FORMAT (I5,7F10.0)

1710 FORMAT (////,15X,'CARACTERISTICAS DAS ESTACAS',/,15X,27('='  
1),//)

1751 FORMAT (/,  
1 48H NUMERO DO MATERIAL ----- I3 /

2 48H MODULO DE YOUNG ----- E12.4/  
 3 48H COEFICIENTE DE POISSON ----- E12.4/  
 4 48H PESO ESPECIFICO ----- E12.4/  
 5)  
 2001 FORMAT (////,5X,'ELEMENT NO.',5X,'NP1',3X,'NP2',3X,'NP3',3X  
 1,'NP4',3X,'NP5',3X,'NP6',3X,'NP7',3X,'NP8',2X,'MATERIAL',/)  
 2002 FORMAT (2(8X,I3,5X,F12.2,2F12.3))  
 2003 FJRMAT (I13,3X,8I6,I8)  
 2004 FORMAT (2(5X,'PONTO NODAL',6X,'RESTRICAO',3X,'ABCISSA',5X,  
 1'ORDENADA'))  
 2009 FORMAT (37H ERRO NO DADO - PONTO NODAL NUMERO = 15 )  
 4002 FORMAT (  
 1 48H NUMERO DO SOLO ----- I3 /  
 2 48H MODULO DE YOUNG ----- E12.4/  
 3 48H COEFICIENTE DE POISSON ----- E12.4/  
 4 48H PESO ESPECIFICO ----- E12.4/  
 5 48H COEF. DE EMPUXO LATERAL ----- E12.4/  
 6 48H COESAO ----- E12.4/  
 7 48H ANGULO DE ATRITO INTERNO ----- E12.4/  
 8)  
 5002 FORMAT (  
 1 48H NUMERO DO MATERIAL ----- I3 /  
 2 48H COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TERMICA ----- E12.4/  
 3 48H COEFICIENTE DE POISSON ----- E12.4/  
 4 48H MODULO DE YOUNG ----- E12.4/  
 5)  
 5014 FORMAT (////,15X,'CARACTERISTICAS DAS ESTRONCAS',/,15X,29(  
 1'='),//)  
 6002 FORMAT (///,10X,'INSTALACAO DA ESTRONCA',/,10X,22('='),//)  
 6004 FORMAT (2I5,3F10.0,40A1)  
 6005 FORMAT (  
 1 48H NUMERO DA ESTRONCA ----- I3 /  
 2 48H NUMERO DO MATERIAL ----- I3 /  
 3 48H MATERIAL DA ESTRONCA ----- 40A1 /  
 4 48H TEMPERATURA DA ETAPA ANTERIOR ----- E12.4/  
 5 48H TEMPERATURA DA ETAPA ATUAL ----- E12.4/  
 6 48H TENSÃO DE PRECOMPRESSÃO ----- E12.4/  
 7 48H COEFICIENTE DE POISSON ----- E12.4/  
 8 48H MODULO DE YOUNG ----- E12.4/  
 9)  
 7001 FORMAT (//,15X,'NUMERO DE ELEMENTOS SUBSTITUIDOS =',I3,10X,  
 1'RO =',E13.6,/  
 7014 FORMAT (//,20X,'NUMERO DE SAPATAS CONSIDERADAS =',I3,/  
 7013 FORMAT (I5,5F10.0)  
 7015 FORMAT (//  
 1 48H NUMERO DA SAPATA ----- I3 /  
 2 48H NUMERO DO ELEMENTO SOB A SAPATA ----- I3 /  
 3 48H TAXA DE TRABALHO ----- E12.4/  
 4)  
 8001 FORMAT (//,30X,'E S C A V A C A O',/,30X,17('='),//)

```
8003 FORMAT (//  
  1 48H  NO. DE ELEM. A SEREM RETIRADOS NESSA ETAPA -- I3 /  
  2 48H  NUMERO DE PONTOS NODAIS FRONTEIRA----- I3 /  
  3 48H  NO. DE ELEM. LOGO ABAIXO DO NIVEL DA ESCAV. = I3 /  
  4)  
8004 FORMAT (//,5X,'NUMERO DOS ELEMENTOS A SEREM RETIRADOS NO N°'  
  1'IVEL',I3,//)  
8006 FORMAT (//,10X,'PONTOS NODAIS FRONTEIRA',//)  
8022 FORMAT (//,20X,'NIVEL NUMERO =',I3,//)  
8030 FORMAT (//,10X,'NUMERO DOS ELEMENTOS LOGO ABAIXO DA FRONTE'  
  1'IRA',//)  
10013 FORMAT (//,10X,'MBAND= ',I5,//)  
  RETURN  
  END
```