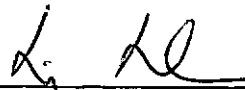


ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR DA INTERAÇÃO
SOLO-ESTRUTURA EM PLATAFORMAS MARÍTIMAS

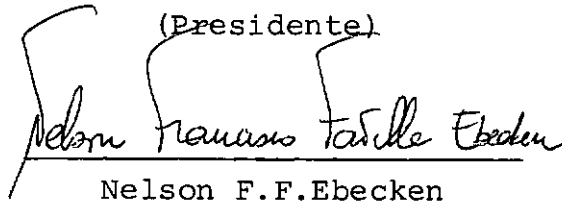
Alvaro Luiz Gayoso de Azeredo Coutinho

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

Aprovada por:



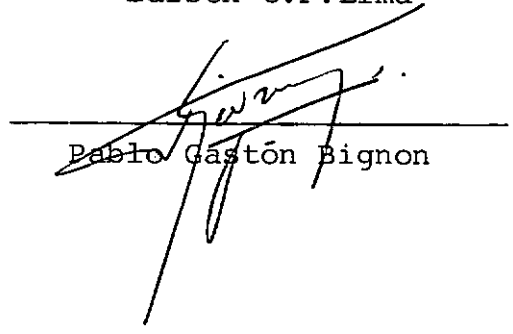
Luiz Landau
(Presidente)



Nelson F.F.Ebecken



Edison C.P.Lima



Pablo Gastón Bignon

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JANEIRO DE 1984

COUTINHO, ALVARO LUIZ GAYOSO DE AZEREDO

Análise Dinâmica Não-Linear da Interação Solo-Estrutura em Plataformas Marítimas (Rio de Janeiro) 1984.

vii , 146 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1984)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Interação Solo-Estrutura 2. Dinâmica Não-Linear 3. Plataformas Marítimas

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Professor Luiz Landau, pela orientação, estímulo e amizade, sem os quais este trabalho não seria possível.

Aos Professores Nelson F.F.Ebecken e Edison C.P.Lima pelo apoio recebido durante a elaboração deste trabalho.

Aos Engenheiros da Petrobrás S.A., Cipriano Medeiros Jr. e Elizabeth Campos Porto pela colaboração na preparação dos dois últimos exemplos.

A Mariza V.C.Marote pelo excelente trabalho de datilografia.

Aos amigos José Luiz, Ana Lúcia, Márcio, Breno, Adilson, Moreira, Márcia, Gilberto Ellwanger, Gilberto Luziê, Silvana e a todos que de alguma forma colaboraram na elaboração deste trabalho.

Ao Núcleo de Computação Eletrônica, especialmente aos membros da Divisão de Assistência ao Usuário.

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

ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR DA INTERAÇÃO
SOLO-ESTRUTURA EM PLATAFORMAS MARÍTIMAS

Alvaro Luiz Gayoso de Azeredo Coutinho

Janeiro de 1984

Orientador: Luiz Landau

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho trata da análise dinâmica não-linear da interação solo-estrutura em plataforma marítimas, tanto durante sua instalação quanto em condições de operação.

Desta forma desenvolveu-se um modelo numérico para a representação das propriedades plásticas e reológicas fundamentais do solo, e que possibilita ainda, o emprego de relações constitutivas completas. Estudam-se, portanto, diversas aplicações a problemas da dinâmica estrutural e propagação de ondas, que foram solucionadas através de uma formulação implícita incremental iterativa das equações não-lineares de movimento.

Finalmente, apresentam-se algumas conclusões quanto ao desempenho dos procedimentos desenvolvidos e efetuam-se considerações sobre desenvolvimentos futuros nesta área.

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

DYNAMIC NONLINEAR ANALYSIS OF SOIL-STRUCTURE
INTERACTION ON OFFSHORE PLATFORMS

Alvaro Luiz Gayoso de Azeredo Coutinho

January 1984

Chairman: Luiz Landau

Department: Civil Engineering

This work deals with the dynamic nonlinear analysis of soil-structure interaction in offshore platforms, during its installation and operation.

Hence, it was developed a numerical model to allow the representation of the soil fundamental plastic and rheological properties. This model also enhances the utilization of complete constitutive relations for soil. Several applications in structural dynamics and wave propagation problems were studied. They were solved by an implicit incremental-iterative formulation for the nonlinear movement equations.

Finally, some conclusions regarding the performance of the developed numerical procedures are presented, and some considerations on further developments in this field are mentioned.

Í N D I C E

	Pág.
<u>CAPÍTULO I</u>	
INTRODUÇÃO.....	1
<u>CAPÍTULO II</u>	
FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE MOVIMENTO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	6
1. Formulação Incremental - Iterativa das Equações de Movimento.....	6
2. Integração Numérica no Tempo das Equações de Movimento.....	12
<u>CAPÍTULO III</u>	
ELEMENTOS ESCALARES PARA REPRESENTAÇÃO DA INTERAÇÃO ENTRE MEIOS.....	17
1. Introdução.....	17
2. Determinação da Força e da Rigidez em uma Mola Elasto-Plástica.....	20
3. Modelo de Subcamadas para Simulação do Comportamento Inelástico das Molas.....	26
4. Simulação da Perda ou Ganho Progressivo de Rigidez das Molas ao Longo dos Ciclos de Carregamento.....	33
5. Amortecedores.....	35
6. Funcionamento Associado Mola/Amortecedor - Compor- tamento Viscoplastico.....	38

	Pág.
<u>CAPÍTULO IV</u>	
APLICAÇÕES.....	41
1. Introdução.....	41
2. Aplicação à Dinâmica Estrutural.....	43
2.1 - Análise da Interação Solo-Estrutura em um Modelo Bidimensional Simplificado de Plataforma Offshore.....	43
2.2 - Determinação da Resposta Dinâmica de uma Placa de Fundação Apoiada sobre Estacas Cravadas.....	57
2.3 - Análise Dinâmica Não-Linear de uma Estaca Carregada Axialmente.....	74
3. Aplicação à Cravação de Estacas.....	88
3.1 - Aspectos Gerais.....	88
3.2 - Métodos Numéricos para Análise da Cravação de Estacas.....	90
3.3 - Determinação da Resposta Transiente de uma Estaca sob dois Golpes Sucessivos de um Martelo Vulcan 020.....	94
3.4 - Estudo de Cravabilidade da Estaca de Teste da Plataforma PCR-1.....	111
<u>CAPÍTULO V</u>	
CONCLUSÕES.....	123
BIBLIOGRAFIA.....	130
<u>APÊNDICE I</u>	
DEFINIÇÃO DO CARREGAMENTO APLICADO.....	144

C A P Í T U L O I

INTRODUÇÃO

Os investimentos para a exploração das reservas de hidrocarbonetos no mundo tem aumentado, a taxas crescentes, especialmente após a chamada primeira crise mundial do petróleo, em 1973.

A intensificação dos esforços de exploração e produção foram determinados principalmente pelo crescimento da demanda, pela necessidade de reservas compatíveis com os crescentes níveis de produção e pela estrutura de preços do mercado internacional.

O Brasil, seguindo a mesma tendência mundial, tem aumentado acentuadamente suas reservas e a produção de hidrocarbonetos nos últimos anos, como resultado principal de um esforço de exploração em sua plataforma continental. Devido a isto, a produção brasileira responde hoje em dia a aproximadamente 50% da demanda nacional, com perspectivas de chegar rapidamente aos 60%, sendo que os campos situados na plataforma continental são responsáveis pela maior parte da produção.

Assim, existem diversas regiões na plataforma continental brasileira onde se encontram os campos de produção, a saber, no Ceará, Rio Grande do Norte, Sergipe, Bahia, Espírito Santo e no Rio de Janeiro. Mais precisamente, no Rio de Janeiro, a região de Campos, com onze sistemas de produção, responde com 72% de toda a produção da plataforma continental.

Desta forma, atualmente operam nas atividades de exploração, produção e pesquisa de novos campos, diversos tipos de equipamentos, tais como, plataformas fixas, metálicas e de concreto, auto-elevatórias, semi-submersíveis, navios de perfuração, etc...

De todos estes tipos de equipamentos, o de mais larga utilização nas atividades de produção é a plataforma fixa metálica suportada por estacas.

Este tipo de plataforma geralmente se compõe de um convés, com um ou mais níveis, posicionado sobre a jaqueta metálica, que é uma estrutura aperticada, composta de membros tubulares. A plataforma é fixada ao solo marinho por meio de estacas tubulares metálicas, que usualmente empregam a própria perna da plataforma como guia para sua instalação. O processo mais comum para a instalação dessas estacas é por meio da cravação, e estas, devido as altas cargas que tem que suportar, atingem normalmente penetrações no solo marinho na faixa dos 70 a 120 metros.

Além disso, as solicitações aplicadas nestas estruturas incluem cargas devido ao peso próprio, flutuação, correntes marítimas, ondas, ventos, equipamentos diversos, etc...

Muitas dessas solicitações, principalmente as ambientais, tem uma natureza essencialmente dinâmica. Devido a isto, as normas de cálculo e projeto preconizam que uma análise dinâmica é essencial para estruturas com período fundamental superior a 2.5 segundos.

Outro fator determinante na análise destas estruturas é o solo, cuja caracterização adequada é extremamente difícil, já que este exibe um comportamento altamente não-linear.

Portanto, a consideração do comportamento não-linear do solo exerce uma influência considerável em análises dinâmicas neste tipo de estrutura, conduzindo a diversos problemas de interação solo-estrutura no projeto e cálculo destas plataformas. Tais problemas ocorrem tanto em sua instalação, através da cravação de suas estacas, quanto em sua fase de operação, principalmente por meio de sua resposta dinâmica às solicitações ambientais, correntes, ondas, ventos, etc...

A simulação numérica dos problemas dinâmicos de interação solo-estrutura neste tipo de plataforma, empregando-se o Método dos Elementos Finitos, é efetuada, geralmente, considerando-se a estrutura elástica linear, e o solo representado por escalares aplicados aos pontos nodais de suas estacas ao longo de seu comprimento enterrado.

Porém, as condições de instalação e operação conduzem a problemas dinâmicos de natureza completamente distinta. Durante a instalação, a interação solo-estrutura deve-se à cravação das estacas, que é seguramente um problema de impacto, no qual os golpes do bate-estacas induzem ondas que se propagam

ao longo da estaca e interagem com o solo adjacente, dando origem a um problema de propagação de ondas. Este tipo de aplicação se caracteriza pelo fato que todos os modos de vibração do modelo discreto contribuem decisivamente na resposta dinâmica do sistema estrutural.

Por outro lado, as condições durante a operação, onde a estrutura está sujeita principalmente à solicitações ambientais, conduzem a problemas dinâmicos de natureza diversa, já que as frequências contidas nestes carregamentos excitam somente parte dos modos de vibração do sistema estrutural, caracterizando um problema da dinâmica estrutural.

Assim, o presente trabalho tem o propósito de desenvolver um modelo numérico capaz de simular adequadamente as propriedades plásticas e viscosas dos escalares que representam o solo nos diversos problemas de interação solo-estrutura descrito anteriormente. Tal modelo procura permitir a utilização de relações constitutivas completas para o solo, a formação de laços de histerese, e a simulação dos efeitos viscosos do solo.

Desta forma, o capítulo seguinte apresenta a formulação incremental-iterativa das equações não-lineares de movimento, utilizada na obtenção da solução dos diversos problemas dinâmicos estudados. O Capítulo III se ocupa do desenvolvimento do modelo numérico para a representação do solo. Em seguida, apresentam-se diversas aplicações dos procedimentos desenvolvidos, na solução de problemas de interação solo-estrutura que ocorrem em plataformas marítimas.

Finalmente, o último capítulo apresenta alguns comentários quanto ao desempenho, adequação e aplicabilidade dos modelos numéricos desenvolvidos, além de conter considerações sobre outros problemas desta natureza que podem ser estudados tendo como ponto de partida as formulações apresentadas.

C A P Í T U L O I I

FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE MOVIMENTO

PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

1 - FORMULAÇÃO INCREMENTAL - ITERATIVA DAS EQUAÇÕES DE MOVIMENTO

As soluções dos problemas dinâmicos no presente trabalho foram obtidas através do Método dos Elementos Finitos.

Neste método, as equações de equilíbrio dinâmico, derivadas por meio da mecânica do contínuo, DYM¹, MALVERN², são discretizadas por elementos finitos, assumindo-se funções de interpolação adequadas para os deslocamentos nodais, ZIENKIEWICZ³, FERRANTE⁴, BATHE⁵, SMITH⁶, LANDAU⁷, OWEN⁸.

Desta forma, as variáveis cinemáticas que fornecem a solução ao longo do tempo serão os deslocamentos \underline{u} , obtidos a partir da expressão,

$$\underline{t}_U = \underline{N} \cdot \underline{t}_u \quad (\text{II-1})$$

Nesta equação, \underline{t}_U representa o vetor de deslo

camentos de um ponto genérico pertencente a um elemento, \underline{t}_u o vetor de deslocamentos nodais, ambos considerados em um instante t qualquer, e \underline{N} é a matriz de interpolação, que relaciona os deslocamentos nodais aos deslocamentos no elemento. A forma da matriz \underline{N} depende do tipo de elemento utilizado.

Portanto, a partir da expressão (II-1), das equações de equilíbrio genéricas e da aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais e do Princípio de Hamilton, EBECKEN^{9,10}, BATHÉ^{5,11,16}, STRICKLIN¹², WILSON¹³, são obtidas as equações diferenciais de movimento, as quais traduzem o equilíbrio dinâmico de sistemas estruturais lineares ou não-lineares, discretizados pelo Método dos Elementos Finitos, modelo de deslocamentos.

De uma maneira geral, considerando-se apenas a não-linearidade física e usando um esquema implícito de integração no tempo, as equações de movimento podem ser escritas como:

$$\underline{F}(\underline{t}+\Delta t, \underline{u}) = \underline{t}+\Delta t \underline{R} - \underline{M} \cdot \underline{t}+\Delta t \ddot{\underline{u}} - \underline{C} \cdot \underline{t}+\Delta t \dot{\underline{u}} \quad (\text{II-2})$$

onde,

$\underline{t}+\Delta t \underline{u}$, $\underline{t}+\Delta t \dot{\underline{u}}$, $\underline{t}+\Delta t \ddot{\underline{u}}$ - deslocamentos, velocidades e acelerações nodais no tempo $\underline{t}+\Delta t$.

$\underline{F}(\underline{t}+\Delta t, \underline{u})$ - vetor de forças nodais equivalentes ao estado atual de deformação.

$\underline{t}+\Delta t \underline{R}$ - vetor de forças nodais equivalentes ao carregamento externo no tempo $\underline{t}+\Delta t$.

\underline{M} - matriz de massa do sistema estrutural.

\underline{C} - matriz de amortecimento do sistema estrutural.

Neste sistema de equações, \underline{F} é um vetor de forças elásticas ou elasto-plásticas, dependente do vetor de incógnitas nodais \underline{u} no instante $t+\Delta t$.

Considerando-se, no entanto, que \underline{F} é diferenciável em torno da configuração de equilíbrio no instante t , pode-se escrever que,

$$\underline{F}(\underline{u}^{t+\Delta t}) = \underline{F}(\underline{u}^t) + \left. \frac{\partial \underline{F}}{\partial \underline{u}} \right|_{\underline{u}=\underline{u}^t} \cdot \Delta \underline{u} + \dots \quad (\text{II-3})$$

onde $\Delta \underline{u}$ é o vetor de deslocamentos incrementais entre os instantes t e $t+\Delta t$, isto é,

$$\Delta \underline{u} = \underline{u}^{t+\Delta t} - \underline{u}^t \quad (\text{II-4})$$

Além disso, introduzindo-se o conceito de matriz de rigidez tangente através da relação,

$$\underline{K}(\underline{u}^t) = \left. \frac{\partial \underline{F}}{\partial \underline{u}} \right|_{\underline{u}=\underline{u}^t} \quad (\text{II-5})$$

a expressão (III-3) pode ser reescrita da forma,

$$\underline{F}(\underline{u}^{t+\Delta t}) = \underline{F}(\underline{u}^t) + \underline{K}(\underline{u}^t) \cdot \Delta \underline{u} \quad (\text{II-6})$$

onde os termos de ordem superior foram negligenciados.

Portanto, substituindo-se a expressão (II-6) no sistema de equações (II-2) e reordenando-se, obtém-se finalmente as equações incrementais de equilíbrio dinâmico conside-

rando-se a não-linearidade física:

$$\underline{\tilde{M}} \cdot {}^{t+\Delta t} \ddot{\underline{u}} + \underline{\tilde{C}} \cdot {}^{t+\Delta t} \dot{\underline{u}} + \underline{\tilde{K}}(\underline{t}, \underline{u}) \cdot \Delta \underline{u} = {}^{t+\Delta t} \underline{\tilde{R}} - \underline{\tilde{F}}(\underline{t}, \underline{u}) \quad (\text{II-7})$$

A equação (II-7) deve ser resolvida recursivamente para todos os intervalos de tempo, exigindo avaliações sucessivas da matriz $\underline{\tilde{K}}(\underline{t}, \underline{u})$, na qual utilizam-se os deslocamentos obtidos do último intervalo de tempo.

Porém, lembrando que a equação (II-7) é somente uma aproximação da equação real, já que foi obtida a partir de uma linearização do sistema em torno da configuração de equilíbrio no tempo t , e, dependendo das não-linearidades envolvidas, da magnitude do intervalo de tempo e dos incrementos de carga, esta linearização pode introduzir erros significativos na determinação da resposta dinâmica de sistemas não-lineares.

Além disso, a solução passo a passo de problemas não-lineares pode se tornar instável numericamente, mesmo usando-se operadores implícitos incondicionalmente estáveis em análises lineares, LEAL TOLEDO¹⁴, BATHE⁵.

Assim, os procedimentos usuais para solucionar problemas dinâmicos não-lineares descritos por um conjunto de equações recursivas como a expressão (II-7) procuram reestabelecer o equilíbrio dinâmico em cada intervalo de tempo através de um esquema iterativo, BATHE^{5,11,15,16}, LANDAU⁷, EBECKEN^{9,10}, sendo portanto, conhecido como formulação incremental-iterativa.

O estabelecimento das equações não-lineares de movimento através de procedimentos incremental-iterativos po

derá ser realizado a partir da definição,

$$\Delta \underline{u}^{(k)} = \underline{t} + \Delta t \underline{u}^{(k)} - \underline{t} + \Delta t \underline{u}^{(k-1)} \quad (\text{II-8})$$

$$k = 1, 2, 3, \dots, j$$

sendo,

k - número da iteração

j - número máximo de iterações

e das condições de contorno,

$$\underline{t} + \Delta t \underline{K}^{(0)} = \underline{t} \underline{K} \quad (\text{II-9})$$

$$\underline{t} + \Delta t \underline{F}^{(0)} = \underline{t} \underline{F} \quad (\text{II-10})$$

$$\underline{t} + \Delta t \underline{u}^{(0)} = \underline{t} \underline{u} \quad (\text{II-11})$$

Então, a partir das expressões (II-8) à (II-11), pode-se reescrever as equações de movimento (II-7) na sua forma incremental-iterativa,

$$\begin{aligned} \underline{M} \cdot \underline{t} + \Delta t \underline{\ddot{u}}^{(k)} + \underline{C} \cdot \underline{t} + \Delta t \underline{\dot{u}}^{(k)} + \underline{K}(\underline{t} + \Delta t \underline{u}^{(k-1)}) \cdot \Delta \underline{u}^{(k)} &= \\ &= \underline{t} + \Delta t \underline{R} - \underline{F}(\underline{t} + \Delta t \underline{u}^{(k-1)}) \end{aligned} \quad (\text{II-12})$$

$$k = 1, 2, 3, \dots, j$$

A formulação expressa através das equações (II-12), possibilita algumas alternativas para a obtenção da resposta dinâmica, BATHE^{5,11,15,16}, EBECKEN^{9,10}.

No presente trabalho, foram implementadas:

a) - Verificação completa do equilíbrio dinâmico por meio de a-

tualizações sucessivas dos efeitos não-lineares em cada iteração, conhecido como algoritmo de Newton-Raphson.

- b) - Verificação do equilíbrio mantendo-se a matriz de rigidez constante em cada intervalo de integração. A atualização dos efeitos não-lineares é realizada somente no início de cada novo intervalo de tempo (primeira iteração), conhecido como algoritmo de Newton-Raphson Modificado.

Em qualquer dos dois procedimentos, a formulação incremental iterativa utiliza a matriz de rigidez atualizada mais recentemente para calcular os vetores de deslocamentos, velocidades e acelerações nodais, assim como atualiza sucessivamente o vetor de forças internas (\underline{F}).

Desta forma, o incremento de deslocamentos nodais é corrigido no processo iterativo até que satisfaça o critério de convergência dado por:

$$\frac{\| \underline{u}^{(k)} - \underline{u}^{(k-1)} \|}{\| \underline{u}^{(k)} \|} \leq \text{tolerância} \quad (\text{II-13})$$

Na expressão (II-13), o símbolo $\| \quad \|$ representa a norma euclidiana.

2 - INTEGRAÇÃO NUMÉRICA NO TEMPO DAS EQUAÇÕES DE MOVIMENTO

A expressão (II-12) representa as equações de equilíbrio incrementais a serem resolvidas a cada intervalo de tempo, através de um esquema numérico de integração, BATHE^{5,11,15,16}, EBECKEN^{9,10}.

Neste trabalho, utiliza-se o operador implícito de Newmark, que emprega as seguintes aproximações:

$${}^{t+\Delta t}\underline{u} = {}^t\underline{u} + \Delta t \dot{\underline{u}} + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{\underline{u}} + \alpha (\Delta t)^2 ({}^{t+\Delta t}\ddot{\underline{u}} - {}^t\ddot{\underline{u}}) \quad (\text{II-14})$$

$${}^{t+\Delta t}\dot{\underline{u}} = \dot{\underline{u}} + \Delta t \ddot{\underline{u}} + \delta \Delta t ({}^{t+\Delta t}\ddot{\underline{u}} - {}^t\ddot{\underline{u}}) \quad (\text{II-15})$$

onde, a estabilidade incondicional da solução numérica para análises dinâmicas lineares é conseguida tomando-se,

$$\delta \geq \frac{1}{2} \quad (\text{II-16})$$

e

$$\alpha \geq \frac{1}{4} (\delta + \frac{1}{2})^2 \quad (\text{II-17})$$

Portanto, por meio das equações (II-12), (II-14) e (II-15), pode-se obter os deslocamentos, velocidades e acelerações no instante $t+\Delta t$ por simples eliminação.

A seguir, apresenta-se de forma resumida o algoritmo completo de solução passo a passo das equações não-lineares de movimento em sua forma incremental-iterativa.

A - Cálculos Iniciais

1. Formação das matrizes globais \underline{K} , matriz de rigidez, \underline{M} , matriz de massa, e \underline{C} , matriz de amortecimento.

A matriz de rigidez \underline{K} contém a contribuição dos elementos finitos e de escalares mola (lineares ou não-lineares).

A matriz de massa \underline{M} contém a contribuição dos elementos finitos na forma discreta (diagonal) e de massas concentradas.

A matriz de amortecimento \underline{C} contém a contribuição dos elementos finitos na forma de amortecimento de Rayleigh, BATHE⁵, porém considerando-se somente a contribuição da massa, ou seja, $\underline{C} = \gamma \underline{M}$, onde γ é a constante de amortecimento proporcional que é determinada pela expressão,

$$\gamma = 2 \omega \xi$$

sendo,

ω - frequência natural do primeiro modo de vibração

ξ - percentagem do amortecimento crítico relativo ao primeiro modo de vibração

A matriz \underline{C} inclui ainda a contribuição de escalares amortecedor.

As contribuições dos elementos escalares (molas, massas concentradas e amortecedores) são adicionadas diretamente às respectivas matrizes \underline{K} , \underline{M} e \underline{C} nesta fase.

2. Cálculo das constantes:

TOL \leq 0.01 - tolerância do processo iterativo

NITEM \geq 3 - número máximo de iterações

$$\delta = 0.50 \quad ; \quad \alpha = 0.25$$

$$a_0 = 1/(\alpha\Delta t)^2 \quad a_1 = \delta(\alpha\Delta t) \quad a_2 = 1/(\alpha\Delta t)$$

$$a_3 = 1/(2\alpha) - 1 \quad a_4 = \delta/\alpha - 1 \quad a_5 = \Delta t(\delta/\alpha - 2)/2$$

$$a_6 = a_0 \quad a_7 = -a_2 \quad a_8 = -a_3$$

$$a_9 = \Delta t(1-\delta) \quad a_{10} = \delta\Delta t$$

3. Inicialização de $\overset{0}{u}$, $\overset{0}{\dot{u}}$, $\overset{0}{\ddot{u}}$

Se existirem velocidades iniciais prescritas, deve-se calcular $\overset{0}{\ddot{u}}$ de forma a atender o equilíbrio dinâmico em $t = 0$ conforme mostrado no Apêndice I.

4. Formação da matriz de rigidez efetiva:

$$\overset{t}{\hat{K}} = \overset{t}{K} + a_0 \overset{t}{M} + a_1 \overset{t}{C}$$

5. Triangularização de $\overset{t}{\hat{K}}$

$$\overset{t}{\hat{K}} = \overset{t}{L} \overset{t}{D} \overset{t}{L}^T$$

B - Para Cada Intervalo de Tempo

- (i) Se for requerido, atualização e triangularização de $\overset{t}{\hat{K}}$ para levar em consideração os efeitos não-lineares no início de um novo intervalo de tempo.

(ii) Formação do vetor de cargas efetivo.

$${}^{t+\Delta t}\underline{\hat{t}}_R = {}^{t+\Delta t}\underline{t}_R + \underline{M}(a_2 \underline{\dot{t}}_u + a_3 \underline{\ddot{t}}_u) + \underline{C}(a_4 \underline{\dot{t}}_u + a_5 \underline{\ddot{t}}_u) - \underline{t}_F$$

O vetor ${}^{t+\Delta t}\underline{t}_R$ que, representa o carregamento externo a cada intervalo de tempo, é obtido conforme descrito no Apêndice I.

(iii) Solução do sistema de equações para os deslocamentos incrementais usando os últimos fatores \underline{D} e \underline{L} .

$$\underline{L} \cdot \underline{D} \cdot \underline{L}^T \cdot {}^{t+\Delta t}\underline{u} = {}^{t+\Delta t}\underline{\hat{t}}_R$$

(iv) Se for requerido, dê início ao processo iterativo de verificação do equilíbrio dinâmico.

$$\underline{u}^{(0)} = \underline{u}, \quad k = 0, \quad \text{então:}$$

$$a) \quad k = k + 1$$

b) se for requerido, atualização e triangularização de $\underline{\hat{K}}$ para levar em consideração os efeitos não-lineares.

c) cálculo da (k-1)-ésima aproximação de acelerações, velocidades e deslocamentos:

$${}^{t+\Delta t}\underline{\ddot{u}}^{(k-1)} = a_0 \cdot \underline{u}^{(k-1)} - a_2 \cdot \underline{\dot{t}}_u - a_3 \cdot \underline{\ddot{t}}_u$$

$${}^{t+\Delta t}\underline{\dot{u}}^{(k-1)} = a_1 \cdot \underline{u}^{(k-1)} - a_4 \cdot \underline{\dot{t}}_u - a_5 \cdot \underline{\ddot{t}}_u$$

$${}^{t+\Delta t}\underline{u}^{(k-1)} = \underline{u}^{(k-1)} + \underline{t}_u$$

d) cálculo do (k-1)-ésimo vetor de desequilíbrio:

$$\begin{aligned} {}^{t+\Delta t}\underline{\hat{t}}_R^{(k-1)} &= {}^{t+\Delta t}\underline{t}_R - \underline{M} \cdot {}^{t+\Delta t}\underline{\ddot{u}}^{(k-1)} - \underline{C} \cdot {}^{t+\Delta t}\underline{\dot{u}}^{(k-1)} \\ &\quad - \underline{t}_F^{(k-1)} \end{aligned}$$

e) solução para a k-ésima correção dos deslocamentos incrementais usando os últimos fatores \underline{D} e \underline{L} :

$$\underline{L} \cdot \underline{D} \cdot \underline{L}^T \cdot \Delta \underline{u}^{(k)} = \underline{t} + \Delta t \cdot \underline{\ddot{r}}^{(k-1)}$$

f) cálculo dos novos deslocamentos incrementais:

$$\underline{u}^{(k)} = \underline{u}^{(k-1)} + \Delta \underline{u}^{(k)}$$

g) haverá convergência se:

$$\frac{\| \underline{u}^{(k)} - \underline{u}^{(k-1)} \|}{\| \underline{u}^{(k)} \|} \leq \text{TOL}$$

Caso haja convergência no processo iterativo, $\underline{u} = \underline{u}^{(k)}$ e o algoritmo segue para o passo C.

Caso contrário, se k for menor do que NITEM, continua-se o processo iterativo retornando-se ao passo a.

Se não for atingida a convergência após NITEM iterações, deve-se reiniciar todo o processo usando-se um intervalo de tempo menor e/ou uma nova estratégia de atualização da rigidez.

C - Cálculo de Novas Acelerações, Velocidades e Deslocamentos

$$\underline{\ddot{u}}^{t+\Delta t} = a_6 \cdot \underline{u} + a_7 \cdot \underline{\dot{u}}^t + a_8 \cdot \underline{\ddot{u}}^t$$

$$\underline{\dot{u}}^{t+\Delta t} = \underline{\dot{u}}^t + a_9 \cdot \underline{\ddot{u}}^t + a_{10} \cdot \underline{\ddot{u}}^{t+\Delta t}$$

$$\underline{u}^{t+\Delta t} = \underline{u}^t + \Delta t \cdot \underline{\dot{u}}^{t+\Delta t}$$

C A P Í T U L O I I IELEMENTOS ESCALARES PARA REPRESENTAÇÃODA INTERAÇÃO ENTRE MEIOS1 - INTRODUÇÃO

No presente trabalho, a interação dinâmica entre meios é representada por elementos escalares, isto é, molas e amortecedores aplicados aos pontos nodais do modelo discreto de uma estrutura, considerada elástica linear.

Assim, a estrutura quando submetida a carregamentos dinâmicos interage com o meio adjacente, que é geralmente não-linear, resultando em um problema dinâmico de não-linearidade física.

Desta forma, procurou-se estabelecer um modelo numérico que representasse as propriedades fundamentais do meio não-linear, isto é, possibilitasse o emprego de relações constitutivas completas, simulasse a formação de laços de histerese e levasse em conta o caráter dependente do tempo das deformações.

Portanto, este modelo numérico utiliza as seguintes hipóteses, FRITZ⁶¹,

- (i) O comportamento de cada elemento escalar é baseado somente na força atuante neste elemento.
- (ii) Os parâmetros do material representado pelo escalar são constantes;
- (iii) O material é isotrópico no seu estado inicial, entretanto a anisotropia pode ser induzida por deformações plásticas;
- (iv) A influência da temperatura não é levada em consideração.

Sendo assim, a mola representa o comportamento dependente da história do carregamento, ou seja, as propriedades plásticas do meio, enquanto que o amortecedor representa suas propriedades viscosas.

Para simular as propriedades plásticas das molas, cujas relações constitutivas são em geral muito complexas, como por exemplo as curvas PY e TZ da norma API²⁷, desenvolveu-se um modelo numérico baseado no conceito de "overlay", ZIENKIEWICZ¹⁹, OWEN^{20,21} e semelhante ao modelo de molas em paralelo proposto por MATLOCK^{22,23,25,26}.

Neste modelo, assume-se que a relação constitutiva da mola é uma função qualquer, dada por pares de pontos força-deslocamento, onde seu comportamento plástico é representado através da consideração de diversas subcamadas que sofrem

a mesma deformação e cujas propriedades (rigidez, força de plastificação, endurecimento, etc) são determinadas a partir da relação constitutiva original. O campo de tensões total é obtido pela soma das contribuições de cada subcamada, obtendo-se desta forma, a representação do comportamento plástico real da relação constitutiva inicial.

Deve-se salientar que existem outros tipos de modelos, de características distintas, e que pretendem também simular tal comportamento. Dentre eles podem-se citar os modelos do tipo Ramberg-Osgood, SONZOONI²⁸, ou do tipo "spline functions" DESAI²⁹.

Em muitos problemas de interação entre meios, notadamente os de cravação de estacas, SMITH³³, além do amortecimento devido à dissipação de energia mecânica proveniente da formação de laços de histerese, é necessário levar-se em consideração um amortecimento adicional.

Tradicionalmente, este amortecimento é do tipo viscoso, isto é, dependente da velocidade. Porém, recentemente, outros tipos de modelos tem sido propostos, GOBLE³⁴, LITKOUHI³⁵.

Assim sendo, incorporou-se ao presente modelo, além do amortecedor viscoso do tipo newtoniano, estas outras formulações usualmente empregadas em problemas de cravação de estacas.

2 - DETERMINAÇÃO DA FORÇA E DA RIGIDEZ DE UMA MOLA ELASTO-PLÁSTICA

Nesta seção, procura-se apresentar a técnica de determinação da força e da rigidez em uma mola elasto-plástica perfeita ao longo dos intervalos de tempo, através da adaptação dos algoritmos de plasticidade desenvolvidos para o contínuo, OWEN⁸, NAYAK¹⁷, LANDAU¹⁸.

De maneira geral, o comportamento elasto-plástico é caracterizado por um estado inicial elástico, no qual superpõem-se as deformações plásticas, após atingir-se um certo nível de tensões.

O desenvolvimento das deformações plásticas (ou escoamento) é governado por um critério de escoamento, e o comportamento posterior caracteriza-se por apresentar uma rigidez extremamente reduzida.

No caso de molas elasto-plásticas perfeitas, é mais conveniente a descrição de seu comportamento através de forças e deslocamentos.

Desta maneira, a mola inicialmente deforma-se linearmente com uma rigidez K , até o nível de carga atingir o valor F_y e a mola alcançar seu máximo deslocamento elástico, δ , conforme mostrado na figura III-1, trecho OA.

A partir daí, à medida que aumenta o nível do carregamento, a mola não exhibe mais nenhum acréscimo de carga, anula-se sua rigidez subitamente e tem início os deslocamentos

plásticos, trecho AB da figura III-1.

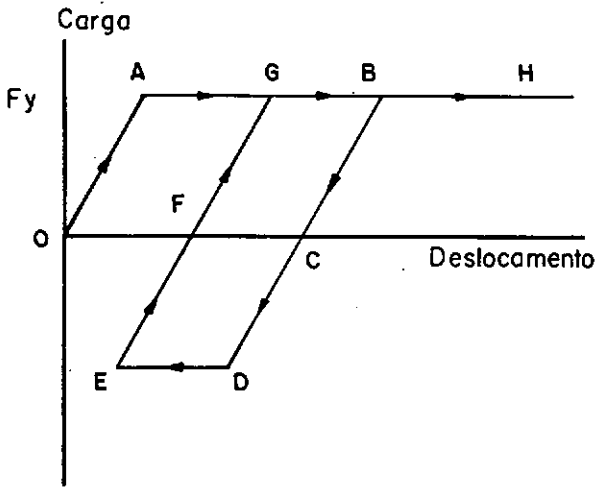


FIGURA III.1 - Mola elasto-plástica perfeita.

Quando o carregamento diminui, inicia-se o descarregamento, que é novamente elástico linear, trecho BC da figura III.1.

Repetindo-se continuamente este processo de carga-descarga ao longo dos intervalos de tempo, a mola apresenta uma dissipação de energia mecânica caracterizada pela formação de laços de histerese, trecho OABCDEFGH.

Assim, para uma mola associada a dois graus de liberdade de uma estrutura, sua matriz de rigidez, para um instante t qualquer, pode assumir as seguintes formas:

- (i) Durante o comportamento linear (carregamento ou descarregamento)

$$t_{\tilde{K}_{ep}} = k \begin{bmatrix} \bar{1} & -\bar{1} \\ -\bar{1} & \bar{1} \end{bmatrix} \quad (\text{III.1})$$

onde k é a rigidez do trecho linear.

(ii) Após a plastificação

$$t_{\tilde{K}_{ep}} = \underline{0} \quad (\text{III.2})$$

Lembrando que, segundo o algoritmo de solução passo a passo das equações não-lineares de movimento, apresentado no capítulo anterior, o vetor de forças internas (\underline{F}) e a matriz de rigidez do sistema estrutural (\underline{K}) devem ser avaliados a cada instante ou a cada iteração.

Portanto, a avaliação da contribuição das molas na matriz de rigidez do sistema estrutural deve levar em consideração a natureza essencialmente incremental da plasticidade. Devido a isto, torna-se necessário, para um intervalo de tempo (iteração) qualquer, o acúmulo das forças e deslocamentos nas molas, valores estes que são obtidos dos valores determinados no instante (iteração) anterior. Esta situação se reveste, entretanto, de uma importância particular, já que as molas podem plasticificar durante este intervalo de tempo (iteração).

Desta forma, o processo geral adotado é de determinar-se a carga e a rigidez em cada mola de maneira que seja satisfeito o critério de escoamento dado por,

$$F^\tau - F_y = 0 \quad (\text{III.3})$$

onde F^τ é a força na mola num instante (iteração), τ , qualquer.

Considerando-se, então, a situação existente para o τ -ésimo instante de tempo (iteração), emprega-se o seguinte algoritmo para a determinação da força e da rigidez na mola.

- (a) O vetor de cargas efetivo (\hat{R}), no instante (iteração) τ , contém a contribuição do vetor de forças equivalentes nodais, calculado no instante (iteração) anterior. Este carregamento aplicado dá origem a deslocamentos incrementais, Δu^τ . Por simplicidade, considerando apenas uma mola, tem-se Δu^τ .
- (b) Calcula-se o incremento de carga assumindo-se o comportamento elástico linear:

$$\Delta F_e^\tau = K \Delta u^\tau \quad (\text{III.4})$$

onde o subíndice e representa elástico linear.

Obviamente, este cálculo irá introduzir erros se a mola já estiver no regime plástico. Entretanto, ao longo do desenvolvimento do algoritmo estes erros serão corrigidos.

- (c) Acumula-se a carga total para cada mola, como:

$$F_e^\tau = F_e^{\tau-1} + \Delta F_e^\tau \quad (\text{III.5})$$

Notando-se que a força $F_e^{\tau-1}$ foi determinada de maneira a satisfazer o critério de escoamento durante o instante (iteração) $\tau-1$, o erro na força F_e^τ está limitado somente a ΔF_e^τ .

- (d) Este passo depende se a mola plastificou ou não no ins-

tante (iteração) anterior. Isto pode ser verificado através da comparação da força no instante (iteração) anterior e da força de plastificação, isto é, deve-se verificar o critério de escoamento. Assim, se,

$$i) F^{\tau-1} - F_Y > 0 \quad (\text{III.6})$$

Implica que a mola já havia plastificado no instante (iteração) anterior. Então, deve-se verificar se,

$$F_e^{\tau} > F^{\tau-1} \quad (\text{III.7})$$

Caso a resposta tenha sido negativa, isto significa que a mola está descarregando e deve-se tomar sua rigidez como sendo a rigidez do trecho linear, não sendo necessário mais nenhum cálculo. O algoritmo deve seguir agora para o passo (g).

Caso a resposta tenha sido afirmativa, a mola atingiu o escoamento no instante (iteração) anterior e a carga está ainda crescendo. Portanto, todo o excesso de carga, $F_e^{\tau} - F^{\tau-1}$, deve ser reduzido à carga de escoamento. Então, definindo-se R como o fator que representa a porção da carga a ser modificada de forma que o critério de escoamento seja satisfeito, tem-se, no caso, $R = 1$. O algoritmo segue agora para o passo (e).

$$ii) F^{\tau-1} - F_Y < 0 \quad (\text{III.8})$$

Implica que o elemento ainda não havia plastificado. Então, deve-se verificar se,

$$F_e^{\tau} > F_Y \quad (\text{III.9})$$

Caso a resposta seja negativa, isto significa que a mola ainda permanece no regime elástico, não sendo necessário mais nenhum cálculo, e o algoritmo segue para o passo (g).

Caso a resposta seja afirmativa, a mola plastificou durante a aplicação da carga neste instante (iteração). Portanto, a parcela de carga em excesso deve ser reduzida ao valor da carga de plastificação. O fator de redução R , no caso, tem o valor,

$$R = \frac{F_e^\tau - F_Y}{F_e^\tau - F^{\tau-1}} \quad (\text{III.10})$$

e o algoritmo segue para o passo (e).

(e) Somente para molas plastificadas. Cálculo da carga para o instante (iteração) τ ,

$$F^\tau = F^{\tau-1} + (1-R) \Delta F_e^\tau \quad (\text{III.11})$$

e atualização da rigidez,

$$K_{ep} = 0 \quad (\text{III.12})$$

(f) Somente para molas plastificadas. Cálculo do deslocamento plástico total.

$$u_p^\tau = u_p^{\tau-1} + R \Delta u^\tau \quad (\text{III.13})$$

(g) Somente para molas no regime elástico. Armazenamento das cargas corretas:

$$F^\tau = F^{\tau-1} + \Delta F_e^\tau \quad (\text{III.14})$$

(h) Finalmente, chega-se ao cálculo das forças equivalentes nodais, que são, respectivamente, para os dois graus de liberdade da mola:

$$F_1 = -F_2 = F^T \quad (\text{III.15})$$

Para melhor compreensão deste algoritmo, a figura III.2 apresenta um diagrama de blocos do mesmo.

3 - MODELO DE SUBCAMADAS PARA SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO INELÁSTICO DAS MOLAS

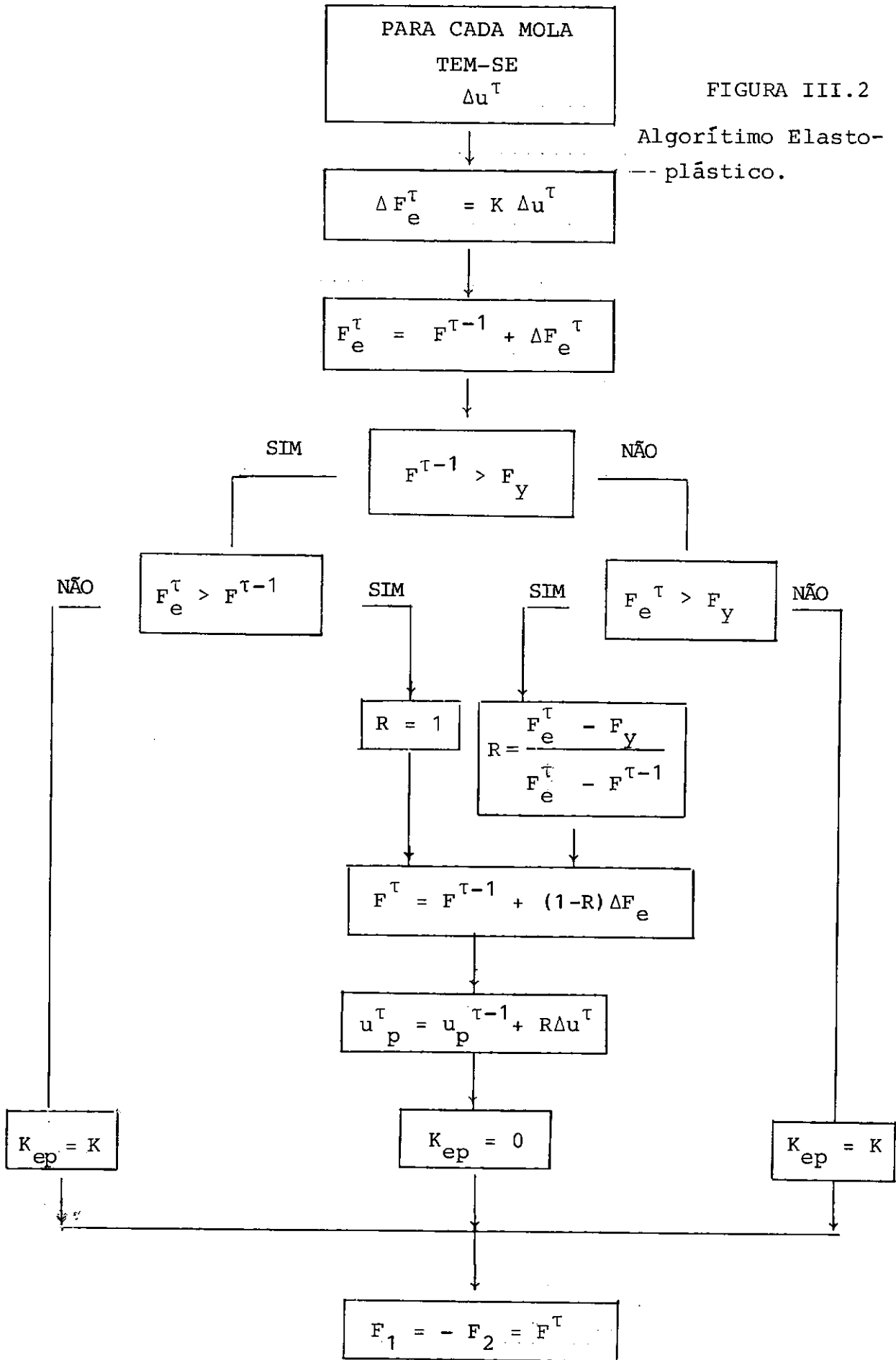
Com o objetivo de simular corretamente o comportamento plástico de molas cujas relações constitutivas são dadas por funções extremamente complexas, tais como as curvas PY e TZ da norma API²⁷, desenvolveu-se um modelo numérico que emprega o conceito de "overlay", introduzido por ZIENKIEWICZ¹⁹, OWEN^{20,21}.

Este modelo foi desenvolvido para representar adequadamente a relação constitutiva do material, simular o efeito Baushinger e o endurecimento cinemático, isto é, a translação da superfície de escoamento, em aplicações a problemas bidimensionais de plasticidade e viscoplasticidade.

Neste caso, considerava-se o contínuo como sendo composto de diversas subcamadas ou "overlays", cada uma podendo ter diferentes propriedades e espessuras, com um comportamento elasto-plástico perfeito ou com endurecimento linear. Sendo coincidentes os nós em cada subcamada, obtém-se o mesmo campo de deformações, resultando porém, em diferentes campos de tensões

FIGURA III.2

Algoritmo Elasto-plástico.



σ_j , em cada subcamada, já que possuem propriedades diferentes. Assim, o campo de tensões total, σ , é a soma ponderada dos campos de tensões em cada subcamada, sendo os pesos as respectivas espessuras,

$$\sigma = \sum_{j=1}^n \sigma_j t_j \quad (\text{III.16})$$

onde

$$\sum_{j=1}^n t_j = 1 \quad (\text{III.17})$$

Desta forma, usando-se o algoritmo de solução elasto-plástico simultaneamente em cada subcamada, obtinha-se uma representação adequada das propriedades do meio contínuo.

Ao adaptar-se este conceito ao caso de escalares mola, chega-se a um modelo muito semelhante àquele proposto por MATLOCK^{22,23,25,26} e FOO²⁴, que consistia na associação de diversas molas elasto-plásticas perfeitas em paralelo.

Desta maneira, o primeiro passo para se representar uma relação constitutiva complexa por meio da associação de funções mais simples é a determinação das propriedades de cada subcamada a partir da função original.

Assim, no contexto do Método dos Elementos Finitos, a relação constitutiva é geralmente dada por pares de pontos força-deslocamento unidos por segmentos de reta.

Assumindo-se então, somente por conveniência matemática que estas curvas discretas sejam simétricas em relação à origem e possam ser aproximadas por uma série de subcama-

das elasto-plásticas perfeitas, conforme mostrado na figura III.3. Da mesma forma que o modelo de "overlay", todas as subcamadas são concorrentes nos mesmos pontos nodais, de forma que, seus deslocamentos serão os mesmos. Porém, resultarão em forças diferentes em cada subcamada, já que estas possuem propriedades diferentes.

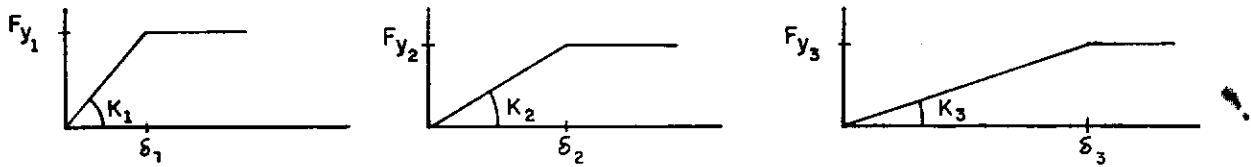
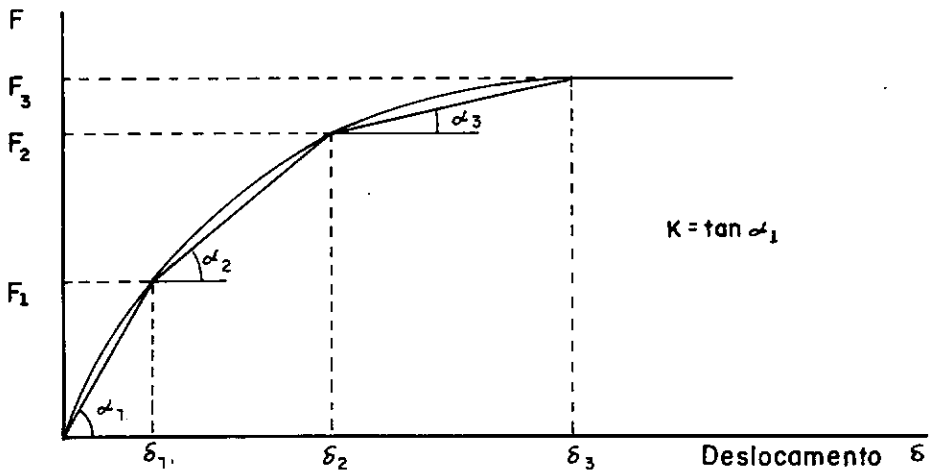


FIGURA III.3 - Modelo de subcamadas.

Portanto, a força total em cada mola, em um intervalo de tempo (iteração), τ , é a soma das forças em cada subcamada e pode ser expressa por,

$$F^T = \sum_{j=1}^n F_j \quad (\text{III.18})$$

onde, F_j é a força em cada subcamada e n é o número total de subcamadas que representam a relação constitutiva original.

Para a determinação de cada força F_j , emprega-se o algoritmo elasto-plástico desenvolvido anteriormente, em cada intervalo de tempo (iteração), sendo entretanto, estas forças F_j dependentes das propriedades de cada subcamada, ou seja, sua força de escoamento (F_{Yj}), sua rigidez, (K_j), e seu deslocamento elástico máximo, (δ_j).

Estas informações podem ser inferidas da relação constitutiva original, notando-se que, para um deslocamento maior que δ_3 na figura III.3, a força F é dada por,

$$F = K_1\delta_1 + K_2\delta_2 + K_3\delta_3 \quad (\text{III.19})$$

onde,

$$K_1 = K - \tan\alpha_2 \quad (\text{III.20})$$

$$K_2 = \tan\alpha_2 - \tan\alpha_3 \quad (\text{III.21})$$

$$K_3 = \tan\alpha_3 \quad (\text{III.22})$$

e que K_1 , K_2 e K_3 se relacionam pela expressão,

$$K_1 + K_2 + K_3 = K \quad (\text{III.23})$$

Sendo assim, cada subcamada elasto-plástica j é definida por δ_j , seu deslocamento elástico máximo, K_j , sua rigidez, e,

$$F_{Yj} = K_j \delta_j \quad (\text{III.24})$$

sua força de plastificação.

Como pode ser visto, a maior dificuldade na

determinação das propriedades das subcamadas é a avaliação de suas rigidezas, K_j . Isto pode ser efetuado automaticamente através da construção do sistema de decomposição da função original, COUTINHO³⁰.

Inicialmente, deve-se notar que:

$$\tan\alpha_3 = K_3 \quad (\text{III.25})$$

$$\tan\alpha_2 = K_2 + K_3 \quad (\text{III.26})$$

$$\tan\alpha_1 = K_1 + K_2 + K_3 \quad (\text{III.27})$$

Além disso, as tangentes dos ângulos α_1 , α_2 e α_3 podem ser obtidas diretamente dos pontos discretos da função original, de tal maneira que,

$$\tan\alpha_3 = \frac{F_3 - F_2}{\delta_3 - \delta_2} \quad (\text{III.28})$$

$$\tan\alpha_2 = \frac{F_2 - F_1}{\delta_2 - \delta_1} \quad (\text{III.29})$$

$$\tan\alpha_1 = F_1/\delta_1 \quad (\text{III.30})$$

Assim, pode-se constituir a relação matricial,

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_3 \\ K_2 \\ K_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_3 - F_2 / \delta_3 - \delta_2 \\ F_2 - F_1 / \delta_2 - \delta_1 \\ F_1 / \delta_1 \end{bmatrix} \quad (\text{III.31})$$

que permite a decomposição automática de uma função simétrica qualquer em diversas subcamadas.

Então, para uma função genérica simétrica em

relação à origem, e dada por (n+1) pares de pontos força deslocamento, obtém-se a generalização da relação matricial (III.31), que pode ser expressa por,

$$\begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & & & & \\ & & 1 & & & \\ & & & \ddots & & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_n \\ K_{n-1} \\ K_{n-2} \\ \vdots \\ K_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_n - F_{n-1} / \delta_n - \delta_{n-1} \\ F_{n-1} - F_{n-2} / \delta_{n-1} - \delta_{n-2} \\ F_{n-2} - F_{n-3} / \delta_{n-2} - \delta_{n-3} \\ \vdots \\ F_1 / \delta_1 \end{bmatrix}$$

(III.32)

Além disso, este modelo permite ainda, o tratamento de relações constitutivas nas quais a resposta (forças) só existe para deslocamentos positivos ou negativos, e a descrição adequada de relações constitutivas com regiões com perda de rigidez ("softening").

No primeiro caso, basta especificar o sentido de trabalho da função e anular todas as forças nas diversas subcamadas correspondentes à deslocamentos no sentido contrário àquele especificado.

No segundo caso, a capacidade deste modelo numérico de simular situações de perda de rigidez pode ser compreendida se se retorna a figura III.3 e se supõe que a relação constitutiva ali representada possui em seu último trecho uma perda de rigidez. Sendo assim, $\tan \alpha_3$ e, portanto K_3 serão negativas, implicando numa camada de rigidez negativa. Portanto, através da especificação de uma subcamada com rigidez negativa, consegue-se o

tratamento de situações de perda de rigidez ("softening") da relação constitutiva de maneira adequada.

4 - SIMULAÇÃO DA PERDA OU GANHO PROGRESSIVO DE RIGIDEZ DAS MOLAS AO LONGO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO

O modelo numérico para representação do comportamento plástico das molas permite ainda, a simulação da perda ou ganho progressivo de rigidez ao longo dos ciclos de carregamento. Estes efeitos estão presentes em muitos materiais, notadamente em solos, através da degradação sucessiva de sua carga limite de plastificação, FOO²⁴, MATLOCK^{25,26}.

Assim, a introdução no modelo deste efeito é conseguida através da aplicação em cada subcamada separadamente de um fator de alteração de sua carga limite de plastificação. Esta redução é efetuada somente após uma reversão completa na direção das deformações plásticas.

Além disso, considera-se que este processo avance assintoticamente até uma carga de plastificação última, $F_{Y_{ult}}$, à medida que os ciclos se completam e se aplique novamente o fator de alteração.

Desta forma, a carga de plastificação no i -ésimo ciclo se relaciona com as anteriores através da expressão,

$$F_{Y_i} = (1-\lambda) (F_{Y_{i-1}} - F_{Y_{ult}}) + F_{Y_{ult}} \quad (\text{III.33})$$

onde λ é o fator de alteração da carga.

A representação gráfica desta relação se encontra na figura III.4.

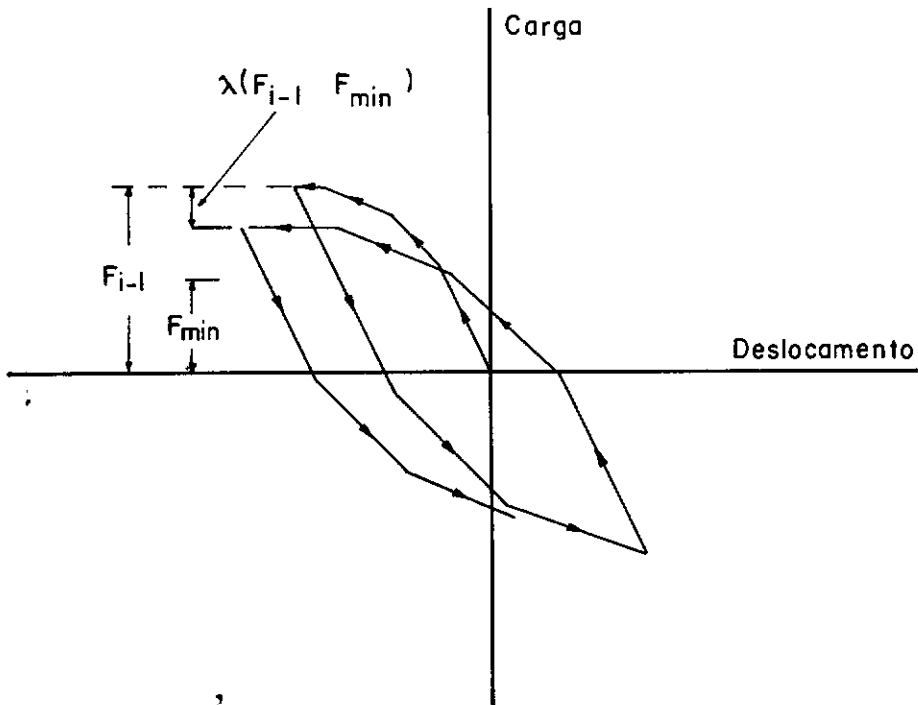


FIGURA III.4 - Perda progressiva de rigidez.

As situações de perda progressiva de rigidez podem, portanto, serem simuladas através da especificação de $F_{y_{ult}}$ menor que a carga de plastificação original. No caso contrário, consegue-se representar as situações de ganho progressivo de rigidez.

Entretanto, deve-se ressaltar que este comportamento introduz nas características plásticas uma nova variável, o tempo, já que a carga de plastificação torna-se função das reversões das deformações plásticas, que são por sua vez,

funções do tempo. Desta maneira, através da introdução da dependência do tempo, este modelo exhibe características reológicas.

5 - AMORTECEDORES

Em muitos problemas de interação entre meios, é comum a utilização de escalares amortecedores, associados aos escalares mola, para a representação das propriedades viscosas de um dos meios. Entre suas aplicações podem-se citar, a formação de modelos mecânicos viscoplásticos para metais, OWEN⁸, CORMEAU³⁸, KACHANOV⁴¹, ou para solos e rochas, ZIENKIEWICZ³⁹, FRITZ⁶¹. Além disso, a consideração de um amortecedor associado a uma mola para a representação do solo é prática corrente nas técnicas de simulação numérica de cravação de estacas, SMITH³³, GOBLE³⁴, LITKOUHI³⁵, FOREHAND³⁶.

Neste contexto, a palavra amortecimento é usada para designar o ganho de resistência que os solos apresentam quando submetidos a carregamentos aplicados rapidamente, ou seja, um parâmetro viscoso. Isto é de particular importância em solos finos (argilas) e está associado com as camadas de água aderentes as partículas de solo por forças moleculares. Estas camadas envolvem as partículas sólidas e impedem o contato direto entre elas. Portanto, o movimento relativo entre as partículas se dá no interior dessas camadas e, devido a presença das forças moleculares, surgem resistências viscosas significativas. Assim, em solos argilosos, sua resistência em carregamentos rápidos pode ser muitas vezes maior do que se o carregamento fosse aplicado lentamente.

Desta forma, a determinação das forças viscosas pode ser efetuada por diversos modelos, sendo o mais comum aquele no qual a força viscosa é uma função linear da velocidade instantânea, caracterizando o assim chamado amortecedor newtoniano, LIMA³¹, RUBINSTEIN³². Esta dependência pode ser expressa pela relação matricial,

$$\begin{Bmatrix} Fv_i^\tau \\ Fv_j^\tau \end{Bmatrix} = \mu \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_i^\tau \\ \dot{u}_j^\tau \end{Bmatrix} \quad (\text{III.34})$$

onde Fv_i^τ , Fv_j^τ são as forças viscosas no intervalo de tempo (iteração), τ , respectivamente nos graus de liberdade i e j , unidos pelo amortecedor, μ é a constante de amortecimento e \dot{u}_i^τ , \dot{u}_j^τ , as velocidades nos mesmos graus de liberdade.

Assim sendo, os amortecedores newtonianos contribuem diretamente na matriz de amortecimento do sistema estrutural (\underline{C}), e seus termos possuem um significado físico análogo aos termos da matriz de rigidez (\underline{K}).

Retornando-se ao problema de cravação de estacas, a formulação na qual a força viscosa é diretamente proporcional à velocidade instantânea é utilizada no método CASE, GOBLE³⁴, porém diferindo da anterior pelo fato de que a constante que relaciona a força com a velocidade é adimensional. Portanto, pode-se expressar a constante do método CASE em função da constante da formulação newtoniana através da relação,

$$J_C = E_C A \mu \quad (\text{III.35})$$

onde,

J_C = constante adimensional de amortecimento do método
CASE

EA/C = impedância da estaca; relação entre a rigidez axial
da estaca e a velocidade de propagação de uma onda
na mesma.

Além disso, pode-se empregar uma lei viscosa na qual a força total no solo (viscosa), é proporcional ao produto da força na mola pela velocidade instantânea elevada a N-ésima potência, conforme a relação,

$$F_i^T = F_{mola_i}^T \left| 1 + J(\dot{u}_i^T)^N \right| \quad (\text{III.36})$$

Deve-se ressaltar que os escalares se restringem à apenas um grau de liberdade, já que, em problemas de cravação de estacas, estes representam a interação solo-estaca, e se encontram aplicados somente aos pontos nodais do modelo discreto da estaca.

Esta lei viscosa, quando toma-se $N = 1$, reproduz a formulação de SMITH³³ para o amortecimento, que é a mais tradicional em problemas de cravação de estacas, sendo portanto, aquela que possui maiores evidências experimentais, FOREHAND³⁶.

Porém, em trabalho experimental recente, LITKOUHI³⁵ conclui que o comportamento viscoso dos solos durante a cravação é predominantemente não linear, e seus ensaios com argila de Londres indicam para valor de N , 0.2, deixando em aberto os valores para outros tipos de solos. Verificou-se também que, em geral, a constante de amortecimento J possui valores distintos para a resistência de ponta e a resistência lateral, da mes-

ma maneira que os ensaios anteriores indicaram para a formulação de Smith.

Finalmente, a consideração desta lei viscosa no contexto do Método dos Elementos Finitos requer, além da avaliação do vetor de forças equivalentes nodais (\underline{F}) empregando a relação (III.36), a atualização dos termos da matriz de rigidez nos graus de liberdade que contenham amortecedores considerando a parcela,

$$K_{ii} = K_{ii}^{mola} \left| 1 + J(\dot{u}_i^N) \right| \quad (\text{III.37})$$

de forma que o equilíbrio dinâmico continue sendo satisfeito a cada intervalo de tempo (iteração), τ .

6 - FUNCIONAMENTO ASSOCIADO MOLA/AMORTECEDOR — COMPORTAMENTO VISCOPLÁSTICO

Esta seção tem por objetivo delinear algumas considerações sobre o funcionamento associado de uma mola não-linear inelástica e um amortecedor, obtendo-se portanto, como resultado desta simultaneidade entre as propriedades plásticas e viscosas, um comportamento viscoplástico, PERZYNA³⁷.

É usual na descrição de problemas viscoplásticos o estabelecimento de uma distinção entre materiais elasto-plásticos e elasto/viscoplásticos, segundo a terminologia introduzida por Perzyna. Por material elasto-viscoplástico entende-se aquele no qual as propriedades viscosas estão presentes nas regiões elásticas e plásticas, enquanto que os materiais elasto/viscoplásticos apresentam propriedades viscosas somente após a plas

tificação.

A figura III.5 apresenta os escalares correspondentes aos modelos elasto-viscoplástico e elasto/viscoplástico. Estes escalares se compõem de uma mola linear elástica, um bloco de fricção, representando a plastificação e um amortecedor newtoniano, onde empregam-se tensões e deformações apenas por facilidade de exposição.

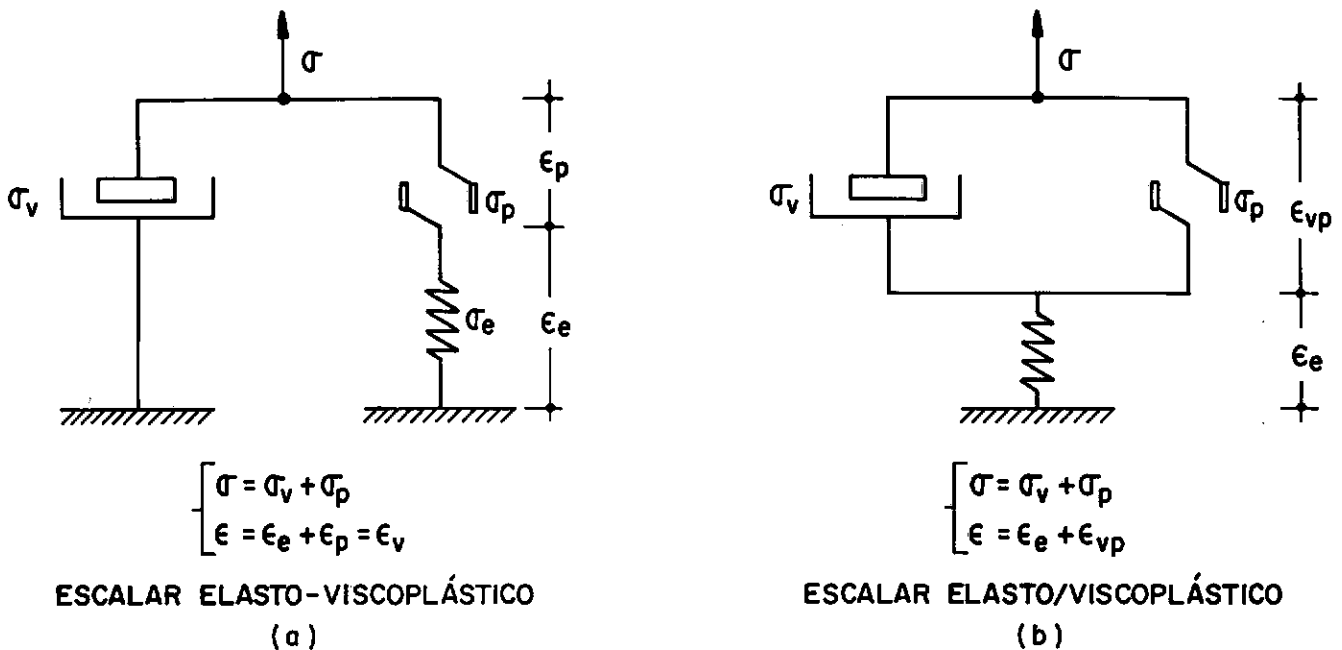


FIGURA III-5

Assim sendo, em ambos os escalares, o bloco de fricção desenvolve uma tensão σ_p e torna-se ativo somente se $\sigma > y$, onde σ é a tensão total aplicada e y é um valor limite de escoamento. A tensão em excesso (σ_v) é suportada pelo amortecedor.

No primeiro tipo de escalar (figura III.5(a)) a componente viscosa da tensão (σ_v) age em qualquer nível de tensão, seja este elástico ou plástico, representando, portanto, o comportamento elasto-viscoplástico. Para o escalar da figura III.5(b), a componente viscosa age somente após a plastificação, caracterizando o comportamento elasto/viscoplástico.

A noção de um material elasto/viscoplástico é evidentemente uma idealização. Porém, esta simplificação consideravelmente o estabelecimento de uma teoria para o comportamento viscoplástico adequada à meios contínuos, já que permite a determinação do critério de escoamento inicial através da teoria do fluxo, conforme descrito por CORMEAU³⁸, ZIENKIEWICZ³⁹, OWEN⁸, TELLES⁴⁰, KACHANOV⁴¹.

Entretanto, tratando-se de modelos escalares para a análise dinâmica, esta distinção não é tão determinante, favorecendo a utilização de escalares elasto-viscoplásticos para a representação do meio adjacente aos elementos estruturais.

C A P Í T U L O I V

APLICAÇÕES

1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas algumas aplicações dos procedimentos descritos anteriormente, na análise de problemas dinâmicos não-lineares de interação entre meios.

As aplicações estudadas inserem-se nas duas grandes categorias em que podem ser subdivididos os problemas dinâmicos, segundo BATHE^{5,16}: a dinâmica estrutural e a propagação de ondas.

A dinâmica estrutural se caracteriza por ser uma classe de problemas na qual o carregamento externo aplicado excita somente os modos de vibração mais baixos (ou apenas alguns modos intermediários) do sistema estrutural. Em contrapartida, os problemas de propagação de ondas podem ser entendidos como sendo aqueles nos quais um grande número de frequências do sistema estrutural são excitadas e contribuem decisivamente na resposta.

Desta forma, apresentam-se três exemplos de problemas da dinâmica estrutural, a análise da interação solo-estrutura de um modelo bidimensional simplificado de plataforma "offshore", a determinação da resposta dinâmica de uma placa de fundação apoiada sobre estacas e a análise axial de uma estaca tubular parcialmente enterrada.

Em seguida, apresentam-se duas aplicações de propagação de ondas, através da análise de dois exemplos de cravação de estacas, que são problemas no qual o carregamento aplicado, a força de impacto produzida pelo martelo gera uma onda que, ao se propagar ao longo da estaca interage com o solo adjacente.

2 - APLICAÇÕES À DINÂMICA ESTRUTURAL

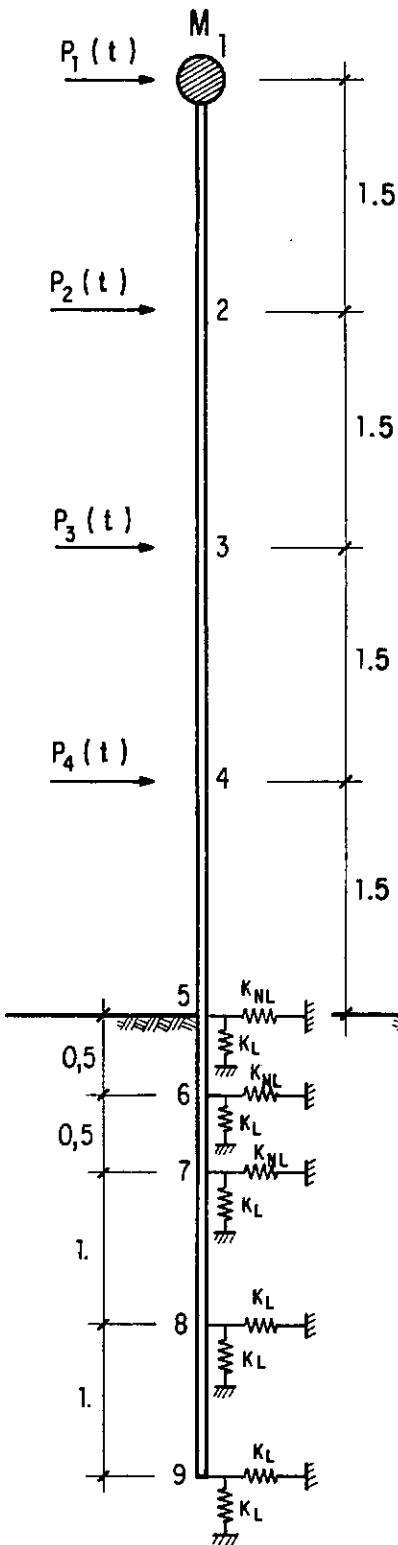
2.1 - Análise da Interação Solo-Estrutura em um Modelo Bidimensional Simplificado de Plataforma "Offshore".

Para se avaliar a performance do modelo de subcamadas na análise dinâmica não-linear, estudou-se a resposta transiente de um modelo bidimensional simplificado de plataforma "offshore" fixa estaqueada, onde a interação solo-estrutura resulta em problemas de não-linearidade física.

Este modelo simplificado procura conter os mesmos mecanismos e cargas encontrados na análise de uma plataforma real. A estrutura e as estacas foram discretizadas por um conjunto de elementos do tipo pórtico plano, alinhados na vertical. A massa do convés foi representada por uma massa concentrada no nó número 1 do modelo discreto. As cargas dependentes do tempo procuram simular as forças que agem na estrutura devido à ação das ondas.

Para representar o comportamento do solo, foram colocadas nos pontos nodais associados as estacas, molas lineares nas direções axial e transversal e três (3) molas não-lineares nas regiões mais próximas do nível do terreno, também na direção transversal. Portanto, a interação solo-estrutura torna-se um problema não-linear localizado, onde a relação constitutiva do solo é representada através de curvas carga-deslocamento não-lineares tratadas segundo o modelo de subcamadas.

As principais características do modelo estão representadas na figura IV-1. Inicialmente, determinou-se a resposta dinâmica elasto-plástica utilizando-se a formulação in



$A_x = 1. \quad I_z = 0.1 \quad M = 1.$

$E = 1000. \quad \gamma = 5\% \quad \rho = 0.01$

$f = 0.1 \text{ rad/s}$

$P_1(t) = 0.02 \text{ sen}(2 \pi f t)$

$P_2(t) = 0.014 \text{ sen}(2 \pi f t)$

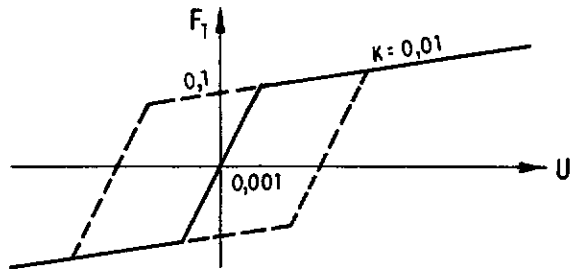
$P_3(t) = 0.008 \text{ sen}(2 \pi f t)$

$P_4(t) = 0.002 \text{ sen}(2 \pi f t)$

MOLAS LINEARES

$K_L = 400.$

MOLAS NÃO-LINEARES (K_{NL})



MODELO DE SUBCAMADAS

SUBCAMADA	DESL. ELÁSTICO	RIGIDEZ	F_y
1	0.001	99.9	0.0999
2	10.	0.01	0.1

FIGURA IV-1 - Características de Modelo Bidimensional Simplificado. Unidades S.I.

cremental-iterativa, a formulação do sistema LORANE-NL, EBECKEN⁹ e através do método de superposição modal associado ao algoritmo iterativo de pseudo-forças, LANDAU^{7,42,43}, COUTINHO^{30,44,45}, que é particularmente adequado à solução de problemas desta natureza.

A resposta dinâmica foi obtida empregando-se nos três procedimentos um intervalo de tempo de 0.02 segundos. Na primeira solução utilizou-se o algoritmo de Newton-Raphson Modificado, enquanto que na solução com sistema LORANE-NL atualizou-se os efeitos não-lineares a cada iteração. Na solução com o método da superposição modal foram utilizados os 6 primeiros modos do problema de autovalor associado. As frequências desses modos encontram-se na tabela IV.1.

TABELA IV.1 - Frequências naturais e períodos do modelo bidimensional simplificado.

MODO	FREQUÊNCIA (H _z)	PERÍODO (s)
1	0.1042	9.593
2	1.729	0.578
3	3.212	0.311
4	10.17	0.098
5	18.98	0.053
6	20.22	0.050

As figuras IV.2 e IV.3 apresentam respectivamente as histórias dos deslocamentos obtidos nos pontos nodais

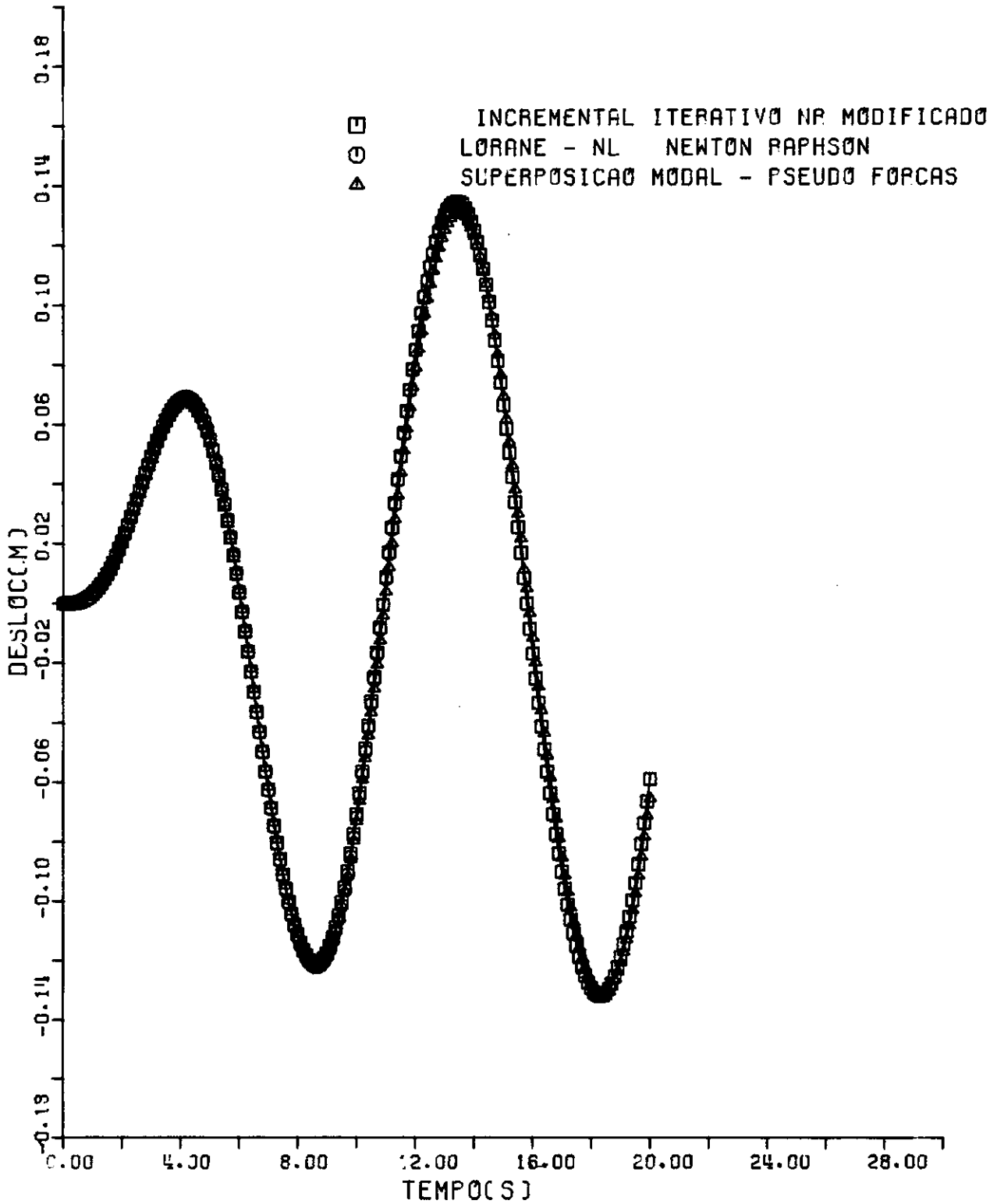


FIGURA [IV-2] RESPOSTA DINAMICA NO 1

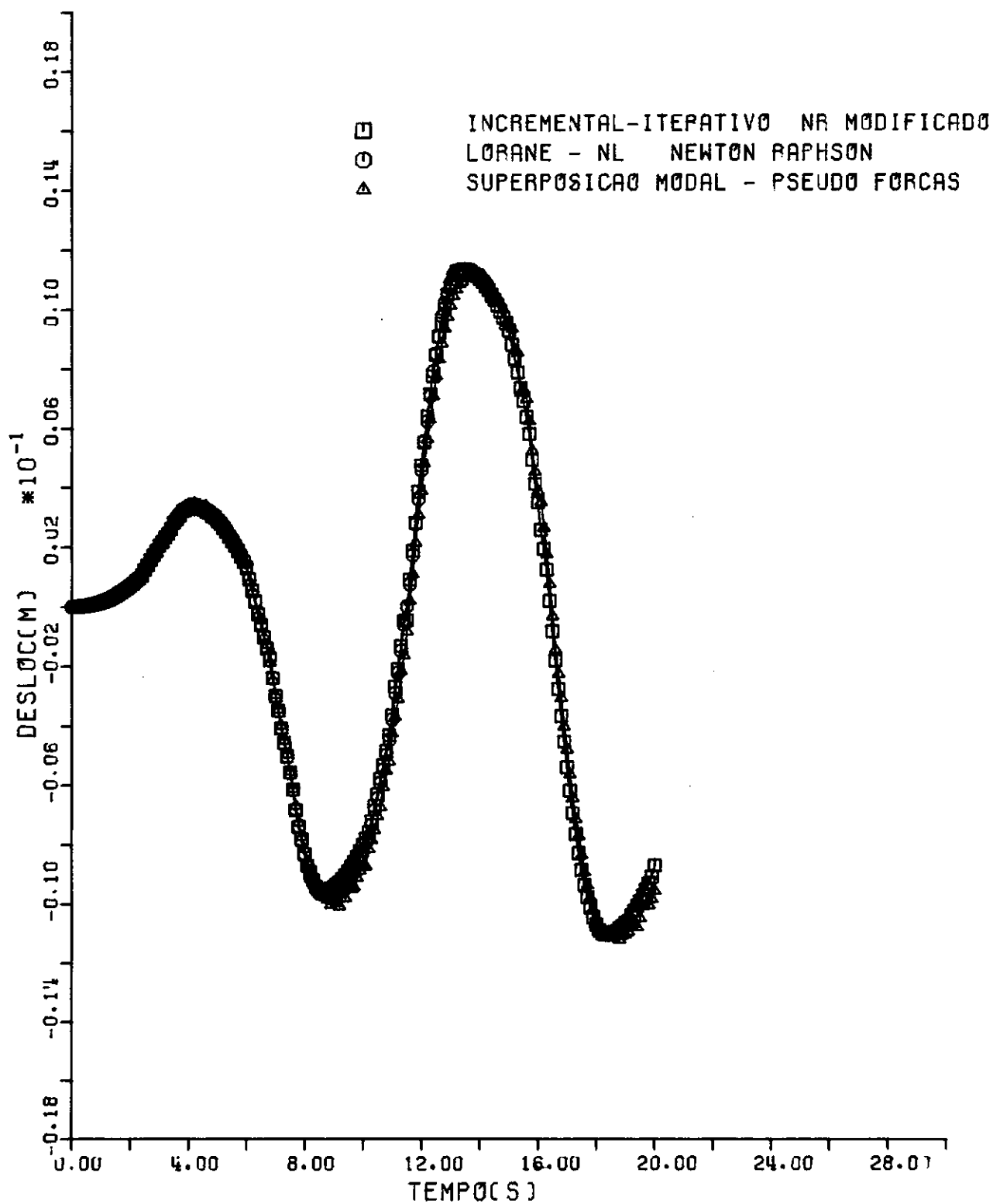


FIGURA C IV-3] RESPOSTA DINAMICA Nº 5

1 e 5 do modelo discreto para as 3 soluções.

Como pode ser observado, existe excelente concordância entre as diferentes soluções, em ambos os pontos nodais.

Em seguida, com o propósito de evidenciar as diferenças entre as soluções linear, elasto-plástica, elasto-plástica com degradação e elasto-plástica com um enrijecimento ("hardening") ao longo dos ciclos de carregamento, determinou-se a resposta dinâmica da estrutura para cada uma das situações acima.

Para tanto, utilizou-se em todas as análises um intervalo de tempo de 0.02 segundos e o algoritmo de Newton-Raphson modificado. Na solução com degradação, adotou-se para valor do parâmetro de degradação (λ) 0.1, para todas as molas não-lineares, e assumiu-se que a carga final para onde tende o processo de degradação fosse 50% da carga inicial. O enrijecimento foi simulado através da suposição de uma carga final maior que a carga inicial. No caso, assumiu-se que a carga final fosse 150% maior que a inicial e adotou-se também para o parâmetro de degradação (λ) o valor 0.1, para todas as molas não-lineares.

As respostas obtidas encontram-se nas figuras IV.4 e IV.5 respectivamente para os pontos nodais 1 e 5 do modelo discreto.

Primeiramente, devem ser observadas as diferenças entre a solução elástica e elasto-plástica, tanto em relação as amplitudes dos deslocamentos, como em relação aos tempos de ocorrência dos picos dos deslocamentos em ambos os pontos no

- ELASTO PLASTICO
- ELASTO PLASTICO C/ DEGRADACAO
- △ ELASTO PLASTICO C/ ENRIJECIMENTO
- + ELASTICO LINEAR

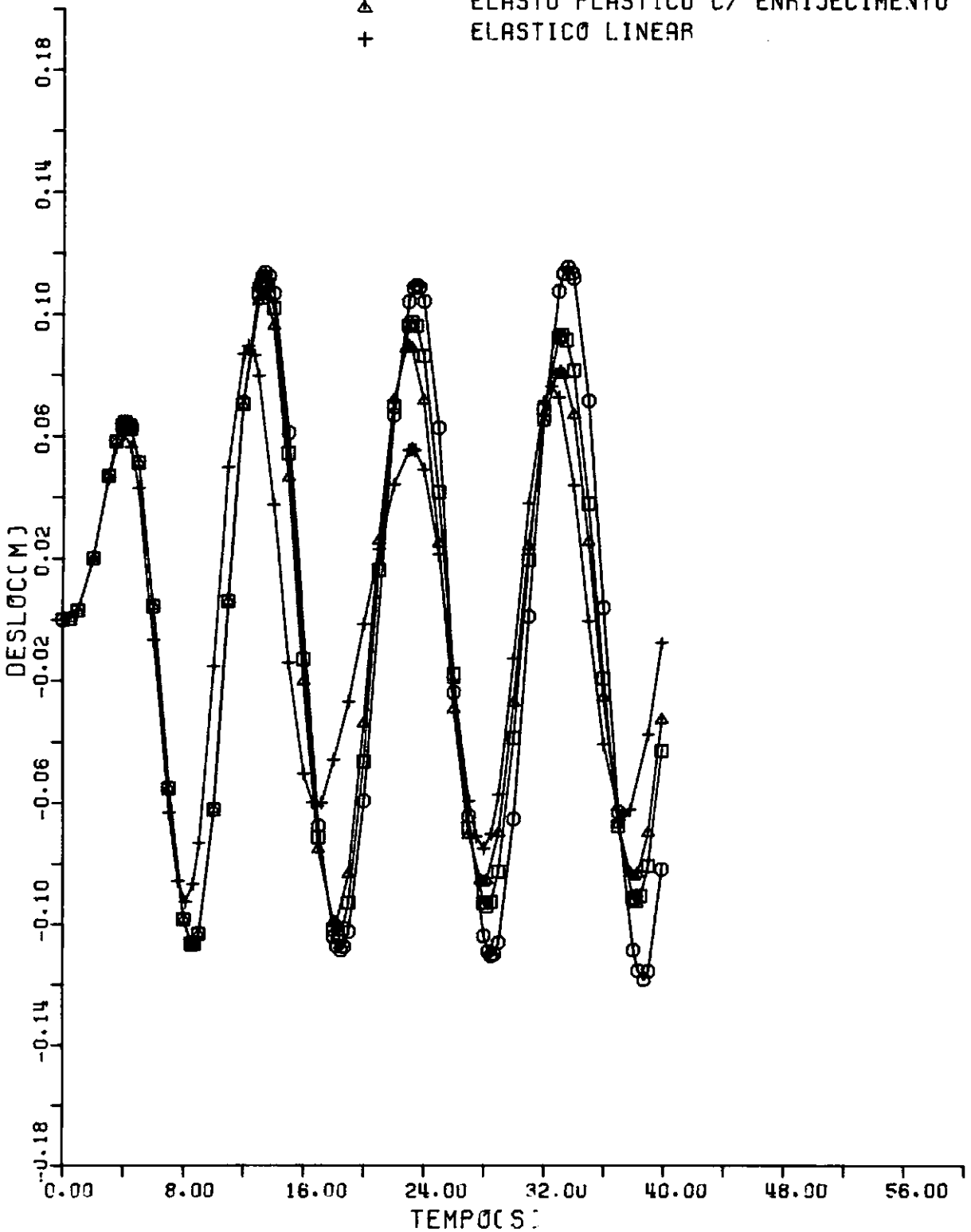


FIGURA [IV-4] RESPOSTA DINAMICA Nº 1

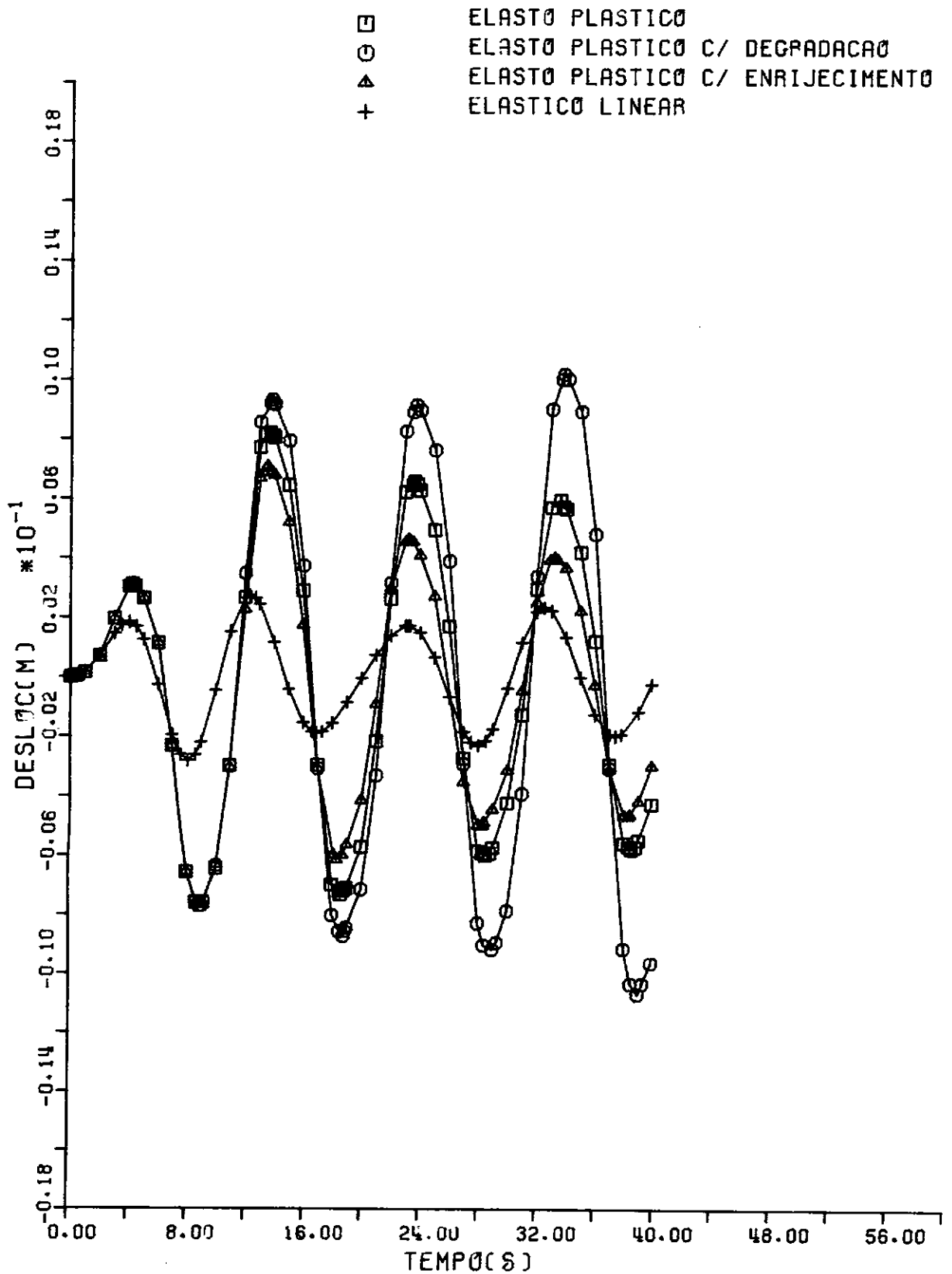


FIGURA [IV-5] RESPOSTA DINAMICA Nº 5

dais.

Em seguida, deve-se ressaltar que as soluções com degradação e enrijecimento se situam em torno da solução elasto-plástica.

A solução com degradação apresenta amplitudes maiores que a solução elasto-plástica, conforme pode ser notado nas tabelas IV.2 e IV.3, já que o sistema estrutural tem sua rigidez diminuída a cada ciclo de carregamento. Quanto à solução com enrijecimento, esta apresenta amplitudes de deslocamentos menores que a solução elasto-plástica, conforme mostrado nas tabelas IV.2 e IV.3, devido ao aumento progressivo da rigidez do sistema estrutural.

Para evidenciar os efeitos de ganho e perda progressiva de rigidez com os ciclos de carregamento, apresenta-se também, nas figuras IV.6 os ciclos de histerese na mola aplicada no ponto nodal número 5 para as análises elasto-plásticas efetuadas.

TABELA IV.2 - Amplitudes de deslocamentos transversais máximos no nó 1

t(s)	Deslocamentos transversais no nó 1		
	Elasto-plástica c/Hardening	Elasto-plástica	Elasto-plástica c/Degradação
4.1	0.0646	0.0646	0.0646
8.6	-0.1067	-0.1067	-0.1067
13.3	0.1067		
13.4		0.1106	0.1137
18.1	-0.0994		
18.3		-0.1034	
18.5			-0.1087
23.0	0.0895		
23.2		0.0974	
23.5			0.1095
28.0	-0.0862		
28.2		-0.0940	
28.5			-0.1104
33.1	0.0811		
33.2		0.0932	
33.6			0.1155
38.1	-0.0842		
38.2		-0.0922	
38.7			-0.1183

TABELA IV.3 - Amplitudes de deslocamentos transversais máximos
no nó 5.

t (s)	Deslocamentos Transversais no nó 5		
	Elasto-plástica c/Hardening	Elasto-plástica	Elasto-plástica c/Degradação
4.2	0.00311	0.00311	0.00311
8.9	-0.00769	-0.00769	-0.00769
13.5	0.00710		
13.7		0.00821	
13.8			0.00932
18.3	-0.00615		
18.6		-0.00731	
18.8			-0.00872
23.2	0.00465		
23.6		0.00658	
23.7			0.00915
28.3	-0.00501		
28.5		-0.00599	
29.0			-0.00918
33.1	0.00403		
33.2		0.00599	
33.8			0.01021
38.3	-0.00469		
38.6		-0.00579	
39.			-0.01069

□ ELASTO - PLÁSTICO C/ DEGRADACAO

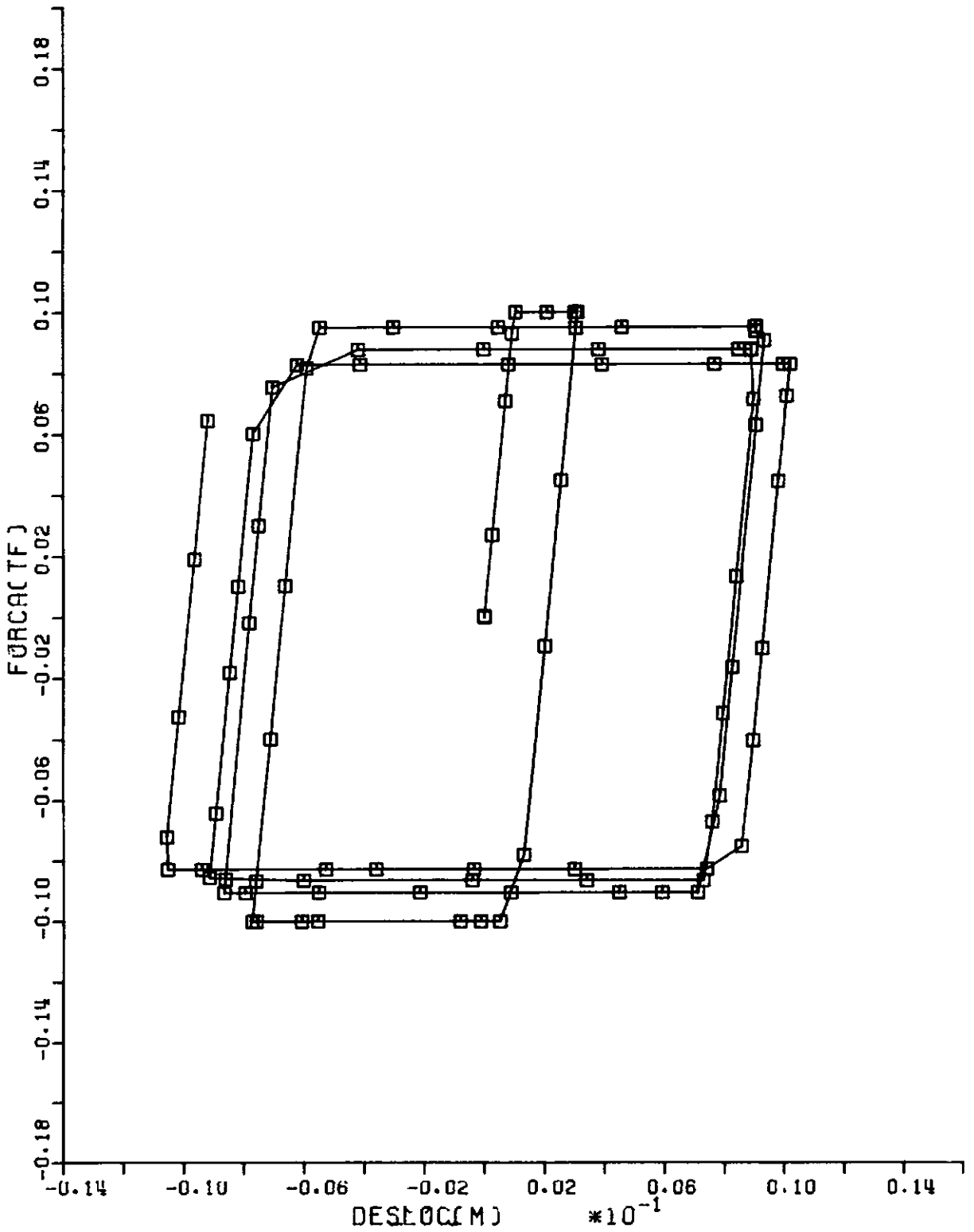


FIGURA [IV-68] LAÇO DE HISTERESE Nº 5

□ ELASTO - PLÁSTICO C/ ENRIJECIMIENTO

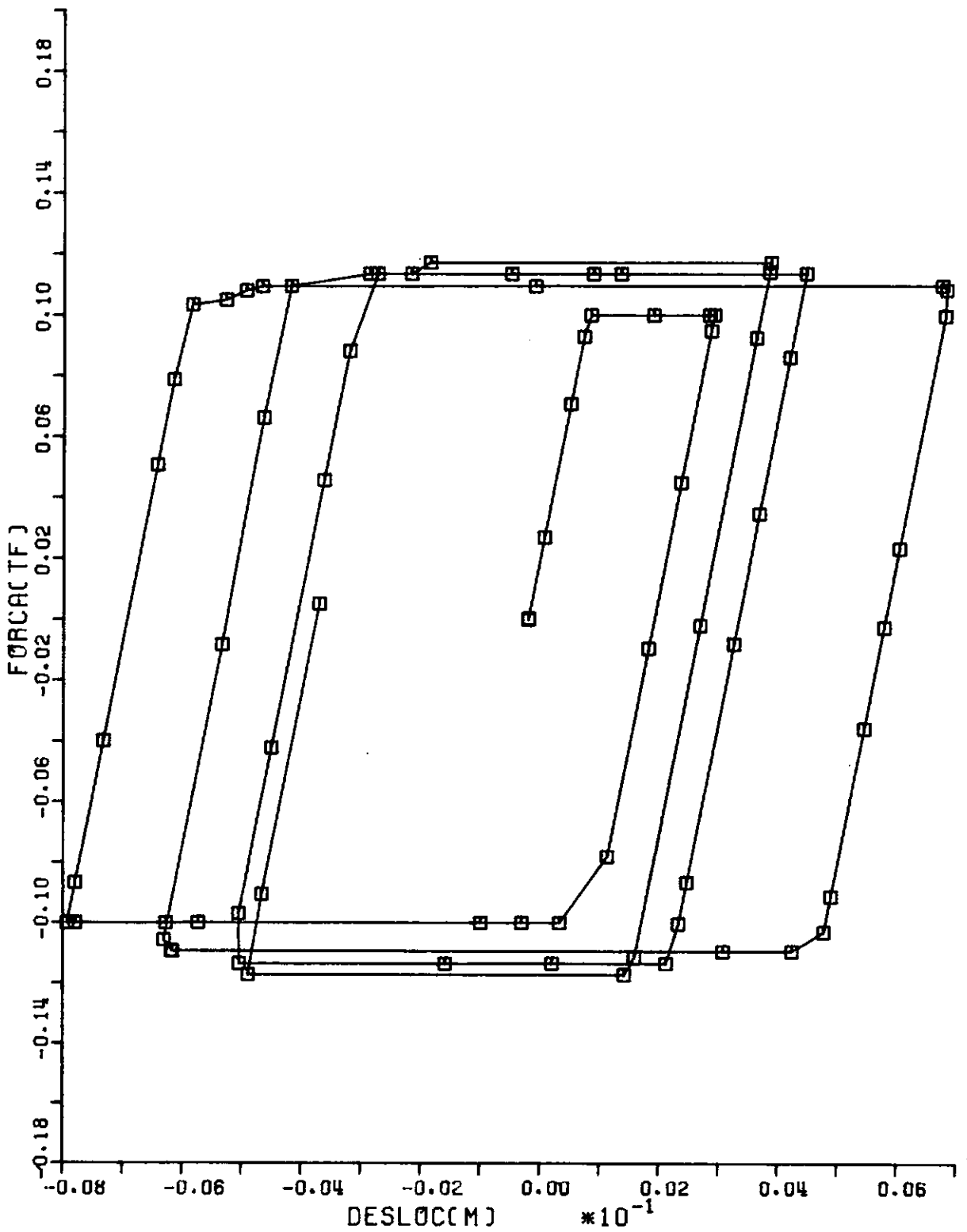


FIGURA C IV-6C] LACO DE HISTERESE NO 5

2.2 - Determinação da Resposta Dinâmica de uma Placa de Fundação Apoiada sobre Estacas Cravadas.

Neste exemplo, analisou-se uma placa de fundação retangular homogênea de concreto, com dimensões 4.0 m por 2.82 m, apoiada sobre 24 estacas, também de concreto, com 10 m de comprimento e 0.30 m de diâmetro.

Esta estrutura foi apresentada primeiramente por TAMAGNA⁴⁶ e suas características são dadas a seguir:

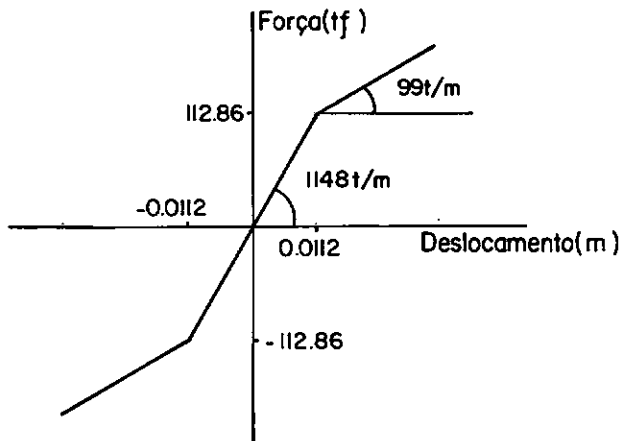
Módulo de Elasticidade.....	2×10^6 tf/m ²
Coefficiente de Poisson.....	0.3
Peso Específico.....	2.5 tf/m ²
Espessura da Placa.....	0.4 m

O modelo discreto da placa compreende 15 elementos finitos de casca poliédrica com 0.80 m por 0.94 m cada, do tipo RGCP, LANDAU⁴⁷, GROEHS⁴⁸ e 24 pontos nodais onde estão aplicadas molas não-lineares, de relação constitutiva dada na figura IV.7, que procuram simular o acoplamento placa-estacas. A figura IV.8 mostra a malha de elementos finitos utilizada.

Quanto ao carregamento, este compreende cargas estáticas e dinâmicas. As cargas estáticas são as seguintes:

Peso total das estacas.....	1.76 tf
Peso próprio da placa.....	1.0 tf/m ²
Peso da superestrutura.....	16.7 tf/m ²

(nos elementos 5, 8, 11, 14)



(a)

Sub-Camada	Máximo Deslocamento Elástico (m)	Rigidez (tf/m)	Força de Plastificação tf
1	0.0112	1049	11.75
2	1.	98.99	98.99

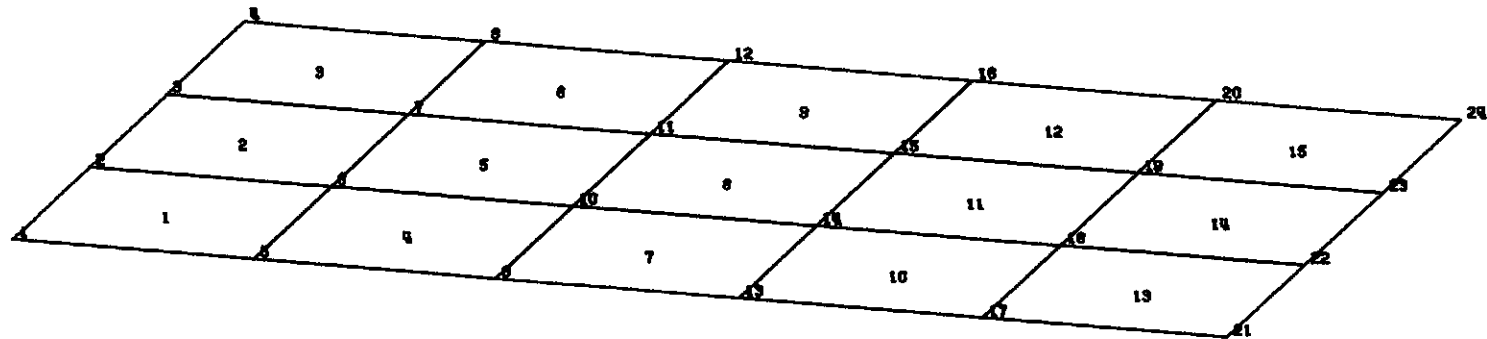
(b)

FIGURA IV.7 - Relação constitutiva dos apoios não-lineares.

Como carregamento dinâmico, aplicou-se uma perturbação em forma distribuída no elemento 11, de amplitude 116 tf e frequência 50 rad/seg.

Além disso, considerou-se a massa da superestrutura de $5 \text{ tf s}^2/\text{m}$ aplicada nos elementos 5, 8, 11 e 14 na forma de massas concentradas em seus respectivos pontos nodais.

Primeiramente, foram determinadas as frequências naturais do sistema estrutural, considerando-se molas lineares de rigidez igual à do trecho inicial da função não-linear da da na figura IV.7. Estas frequências e os respectivos períodos



PLACA - GEOMETRIA E CONFIGURACOES DEFORMADAS
 XY PROJECTION 15. 0. 75.

FIGURA IV.8 - Malha de Elementos Finitos da Placa.

encontram-se na tabela IV.4.

TABELA IV.4 - Freqüências naturais e períodos da placa de fundação.

Modo	Freqüência (Hz)	Período (s)
1	9.87	0.101
2	14.13	0.071
3	19.14	0.052
4	36.96	0.027
5	45.16	0.022
6	82.44	0.012
7	83.24	0.012
8	101.7	0.0098
9	123.3	0.0081
10	128.9	0.0076

Em seguida, procedeu-se à análise dinâmica da placa, considerando-se somente o carregamento estático aplicado conforme sugerido por PRZEMINIECKI⁴⁹. Nesta análise observou-se que todas as molas não-lineares permaneciam no regime elástico, e também que o carregamento dinâmico poderia ser aplicado a partir de aproximadamente 3 períodos fundamentais (0.30 segundos).

Desta forma, efetuou-se a análise dinâmica não-linear da placa considerando a perturbação agindo a partir do instante $t = 0.33$ segundos.

Foram obtidas duas respostas, correspondentes aos intervalos de tempo de 0.005 segundos e 0.01 segundos, que são respectivamente 5% e 10% do período fundamental do sis-

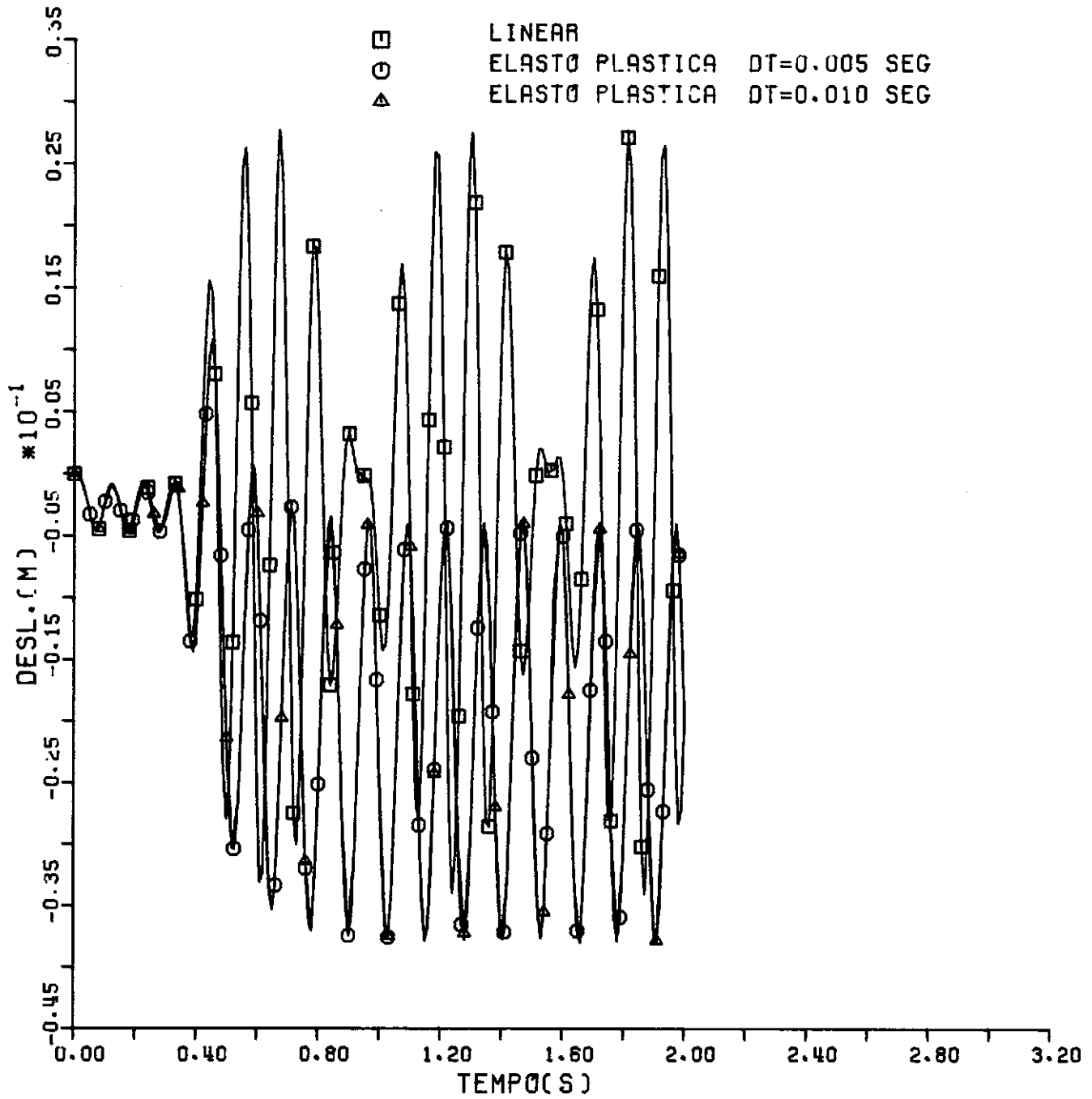


FIGURA [IV-9] RESPOSTA DINAMICA Nº 14

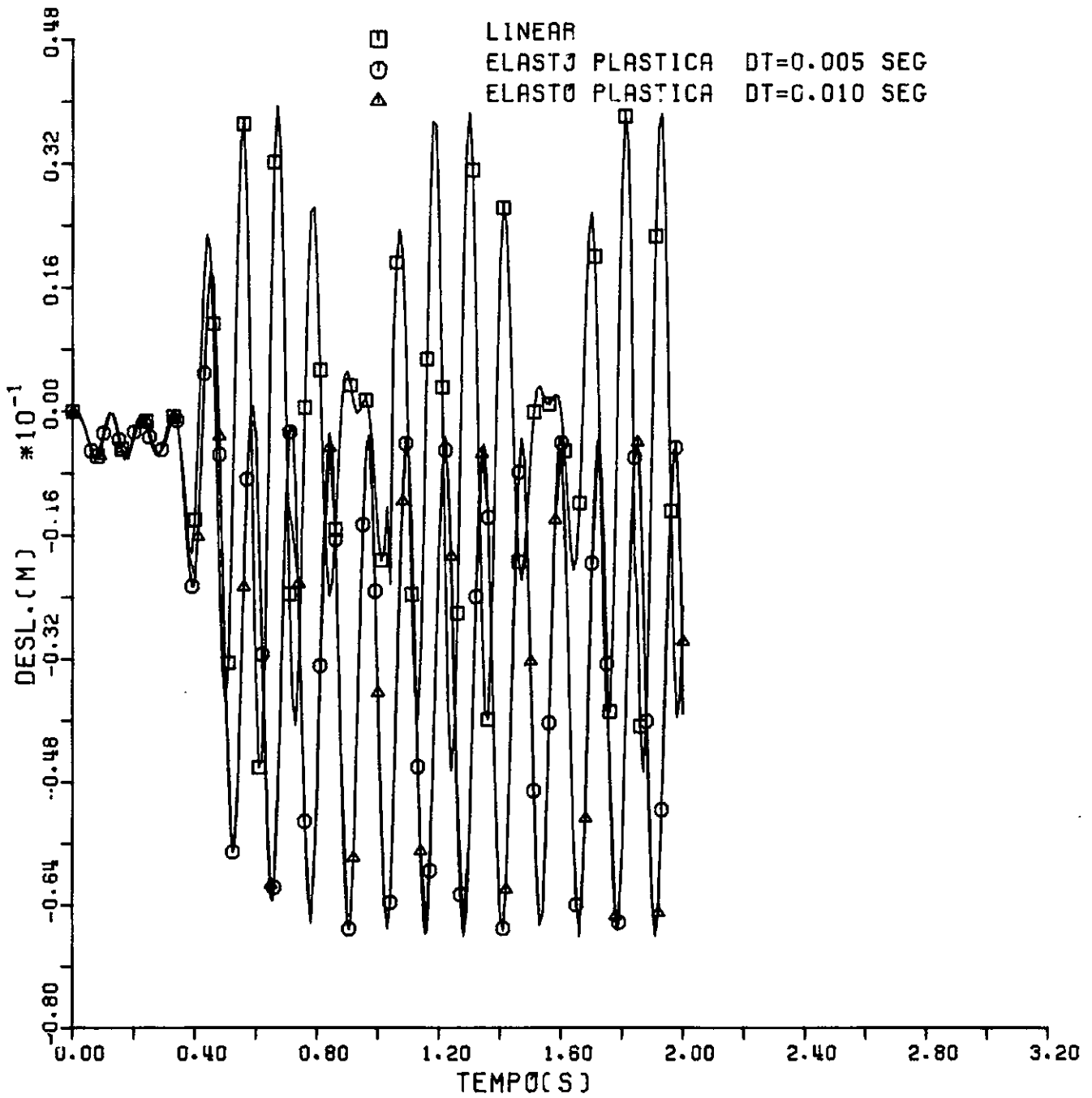


FIGURA [IV-10] RESPOSTA DINAMICA Nº 22

tema estrutural. Nestas soluções empregou-se o algoritmo de Newton-Raphson modificado.

Determinou-se também, a resposta linear do sistema, somente para efeito de comparação.

Assim, as figuras IV.9 e IV.10 apresentam, respectivamente, as histórias dos deslocamentos nos pontos nodais número 14 e 22 do modelo discreto.

Pode-se observar nestas figuras que o sistema estrutural, tanto para a solução linear, quanto para as soluções não-lineares, atingiu a resposta permanente, e que as soluções não-lineares apresentam boa concordância.

As amplitudes de deslocamentos no regime permanente para as soluções não-lineares, no ponto nodal 14, foram comparadas com aquelas obtidas por TAMAGNA⁴⁶, que utiliza um elemento isoparamétrico quadrático derivado através da Teoria de Mindlin, OWEN^{8,50}. O resultado desta comparação encontra-se na tabela IV.5.

TABELA IV.5 - Amplitudes da resposta não-linear no nó 14.

	TAMAGNA	Presente Trabalho	Diferença (%)
Amplitude máxima (cm)	4.1	3.8	7.3

É possível ainda, incorporar-se a esta análise o efeito da diminuição progressiva da rigidez dos apoios discretos.

Tal efeito está presente em estruturas de concreto submetidas a carregamentos dinâmicos, principalmente devido a terremotos, conforme indica o CEB⁵¹.

Como esta norma não fornece os parâmetros para este tipo de estrutura (placa), mas sim para estruturas apoiadas e vigas, assumiu-se que a rigidez dos apoios discretos diminui de 20% a cada ciclo completo de carregamento, e que este efeito influi na resposta dinâmica até que a força de plastificação em cada apoio torne-se 50% da força de plastificação do primeiro ciclo de carga.

Desta forma, as figuras IV.11 e IV.12 apresentam as histórias dos deslocamentos nos pontos nodais 14 e 22 respectivamente, para a solução elasto-plástica obtida anteriormente e a solução com o efeito da diminuição progressiva da rigidez dos apoios.

Assim, para evidenciar as diferentes características de cada solução, as tabelas IV.6 e IV.7 apresentam, respectivamente, as amplitudes de deslocamentos para os pontos nodais 14 e 22.

Além disso, a figura IV.13 mostra o laço de histerese no apoio discreto do ponto nodal número 22, obtido da solução considerando-se a perda de rigidez. Esta figura procura ressaltar a capacidade do modelo de subcamadas de simular a translação da superfície de escoamento, ou seja, o endurecimento cinemático ("kinematic strain hardening"), associado ao fenômeno de perda progressiva de rigidez.

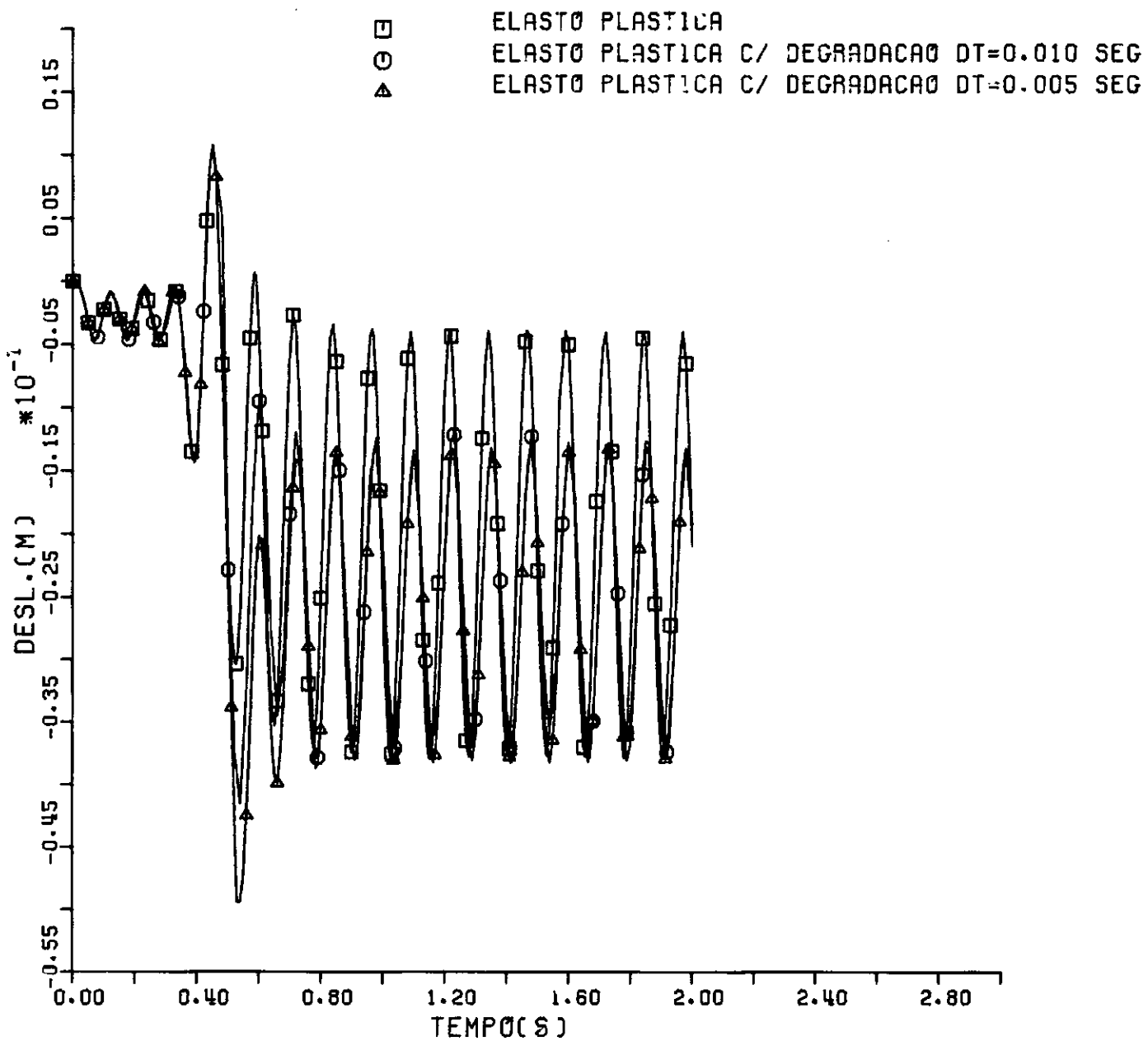


FIGURA [IV-11] RESPOSTA DINAMICA Nº 14

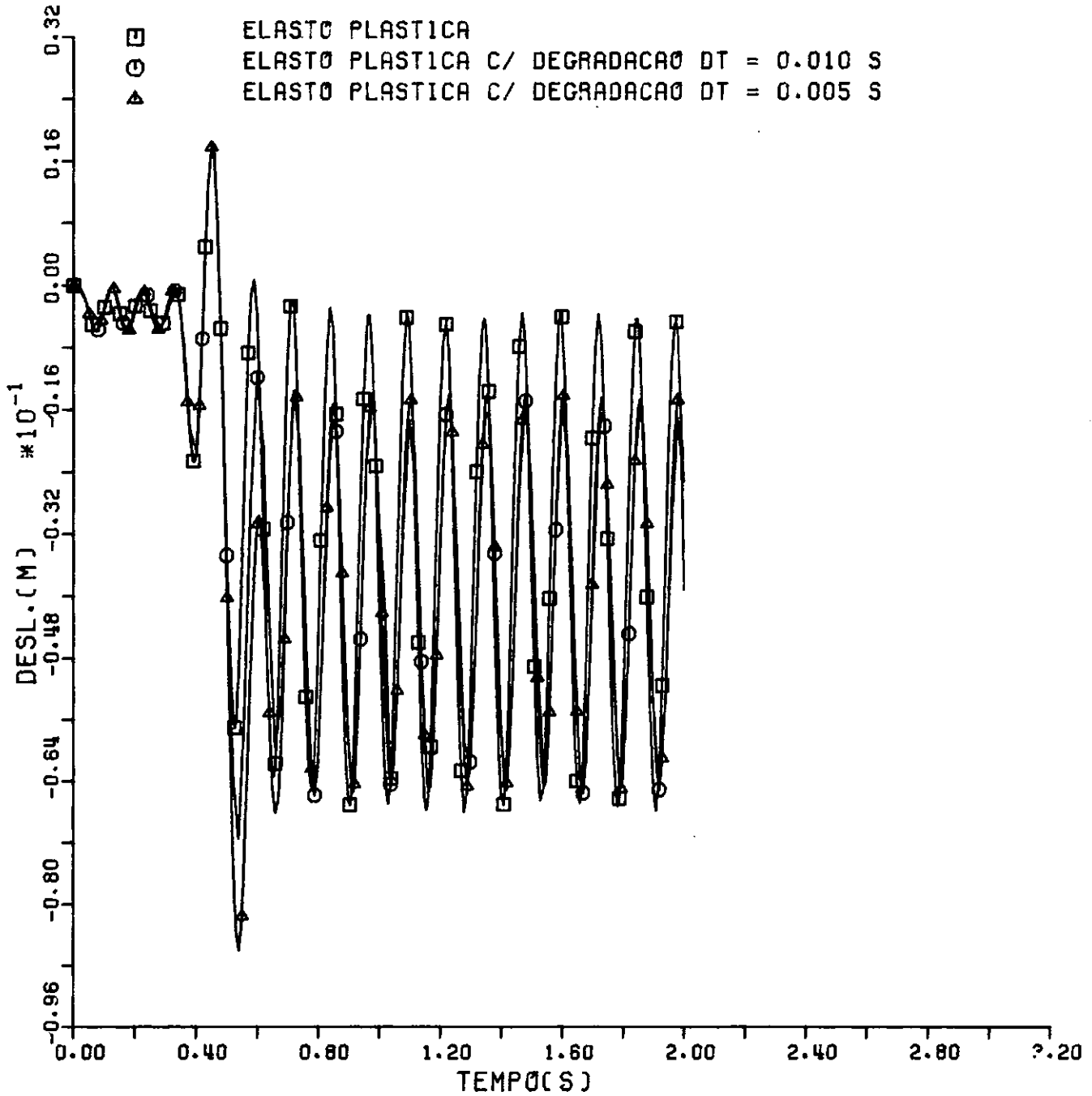


FIGURA [IV-12] RESPOSTA DINAMICA Nº 22

TABELA IV.6 - Amplitudes de deslocamento no ponto nodal 14.

t(s)	DESLOCAMENTOS (cm)		
	Linear	Elasto- -Plástico	Elasto-Plás- tico com Degradação
0.44	+1.56	-	-
0.45	-	+1.06	1.06
0.50	-2.79	-	-
0.525	-	-3.04	-
0.54	-	-	-4.94

(a) REGIME TRANSIENTE

t(s)	DESLOCAMENTOS (cm)		
	Linear	Elasto- -Plástico	Elasto-Plás- tico com Degradação
1.70	1.75	-	-
1.72	-	-0.40	-
1.73	-	-	-1.33
1.76	-2.80	-	-
1.78	-	-3.80	-
1.79	-	-	-3.81

(b) REGIME PERMANENTE

TABELA IV.7 - Amplitudes de deslocamentos no ponto nodal 22

t(s)	DESLOCAMENTOS (cm)		
	Linear	Elasto- -Plástico	Elasto-Plás- tico com Degradação
0.44	2.28	-	-
0.45	-	1.78	1.78
0.50	-3.75	-	-
0.525	-	-5.70	-
0.54	-	-	-8.6

(a) REGIME TRANSIENTE

t(s)	DESLOCAMENTOS (cm)		
	Linear	Elasto- -Plástico	Elasto-Plás- tico com Degradação
1.70	2.56	-	-
1.72	-	-0.36	-
1.73	-	-	-1.45
1.76	-3.88	-	-
1.785	-	-6.72	-
1.795	-	-	-6.50

(b) REGIME PERMANENTE



ELASTO-PLÁSTICO C/ DEGRADAÇÃO

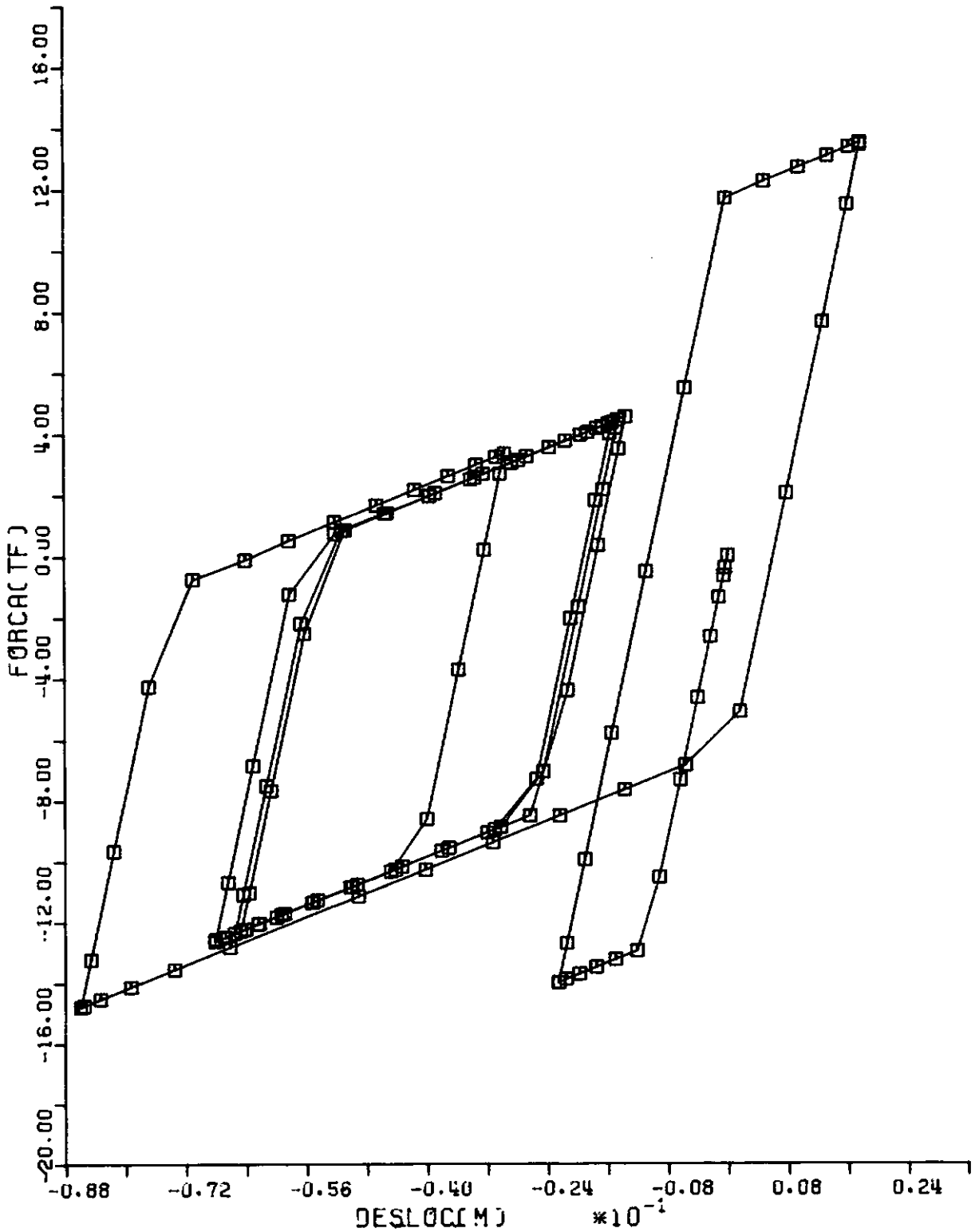
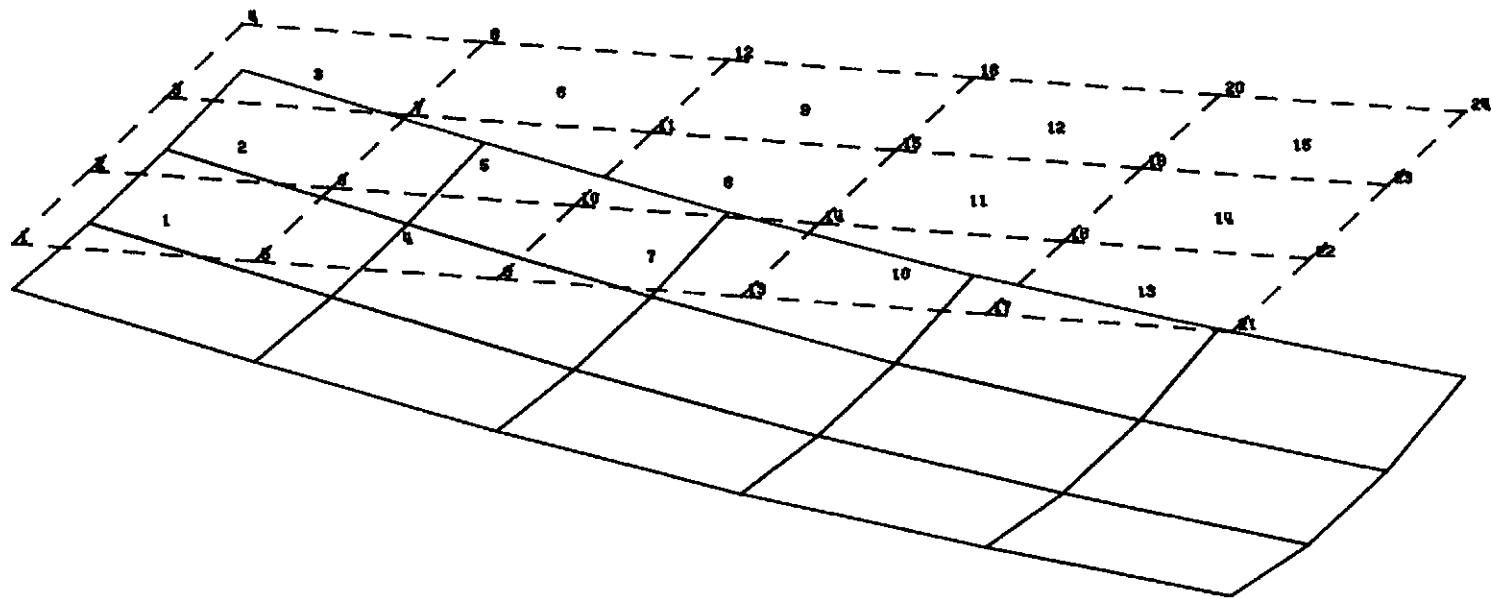


FIGURA [IV-13] LAÇO DE HISTERESE Nº 22

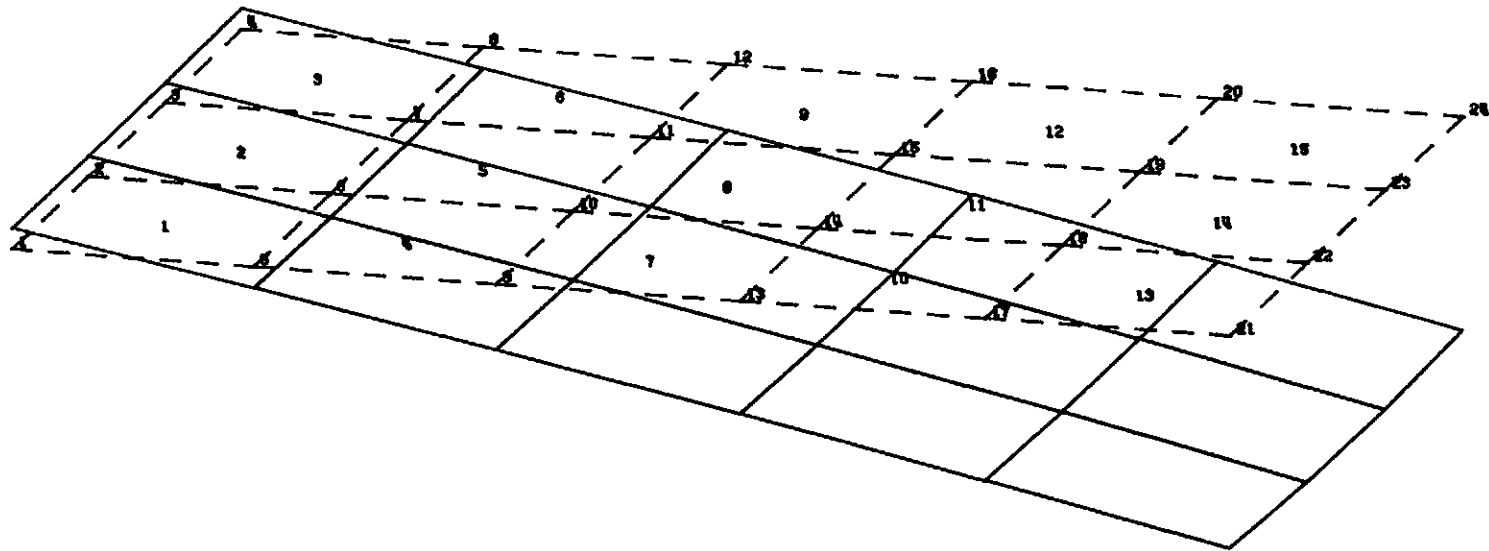
Por outro lado, deve-se enfatizar que a solução elasto-plástica com degradação pretende tão somente ressaltar as possibilidades que oferece o modelo numérico de tratamento da não-linearidade dos apoios discretos, e que uma solução deste tipo é fortemente dependente dos parâmetros disponíveis.

Finalmente, as figuras IV.14 a IV.16 apresentam as configurações deformadas da placa para as diferentes soluções, obtidas através do pós-processador gráfico do sistema CRILO, JACOB⁵².



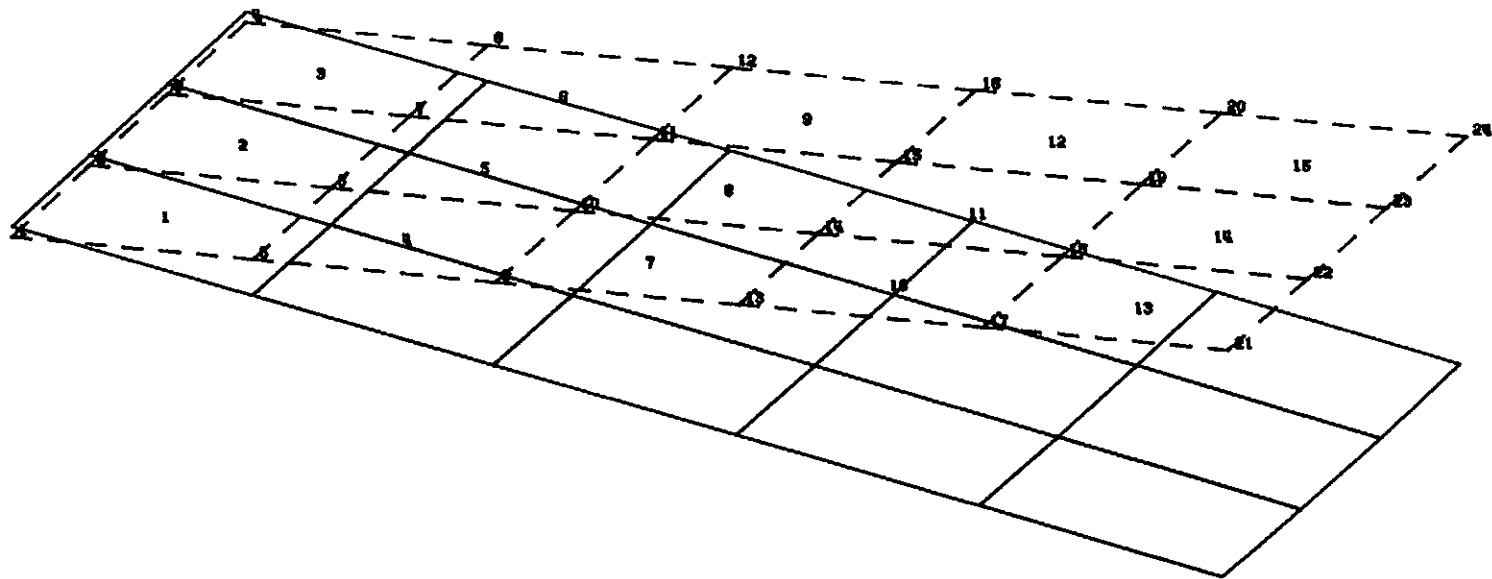
CONFIGURATION 1- DISPLACEMENTS
 PLACA - GEOMETRIA E CONFIGURACOES DEFORMADAS
 XY PROJECTION 15. 0. 75.

FIGURA IV.14 - Configuração deformada para a solução linear ($t = 0.50$ s)



CONFIGURATION 2- DISPLACEMENTS
 PLACA - GEOMETRIA E CONFIGURACOES DEFORMADAS
 XY PROJECTION 15. 0. 75.

FIGURA IV.15 - Configuração deformada para a solução elasto-plástica ($t = 0.525$ s)



CONFIGURATION 3- DISPLACEMENTS
 PLACA - GEOMETRIA E CONFIGURACOES DEFORMADAS
 XY PROJECTION 15. 0. 75.

FIGURA IV.16 - Configuração deformada para a solução elasto-plástica com degradação
 ($t = 0.57$ s)

2.3 - Análise Dinâmica Não-Linear de uma Estaca Carregada Axialmente.

Este estudo tem por objetivo evidenciar a aplicabilidade do modelo de subcamadas na descrição de relações constitutivas complexas, COUTINHO⁵³.

Para tanto, analisou-se uma estaca tubular de aço, de seção uniforme, parcialmente enterrada, semelhante àquela apresentada por FOO²⁴, com as seguintes características:

comprimento total.....	120 ft
comprimento enterrado.....	100 ft
diâmetro externo.....	24 in
espessura.....	1 in
massa específica.....	7.5×10^{-5} kips in ⁻⁴ s ²
módulo de elasticidade.....	$3. \times 10^4$ kips in ⁻²

O modelo discreto da estaca compreende 36 elementos de treliça com 40 polegadas (in) de comprimento cada.

O solo adjacente compõe-se de uma argila média, de peso específico submerso igual a 0.12 kips/ft³. A variação da coesão com a profundidade está dada na figura IV.17.

O comportamento não-linear do solo foi representado através da aplicação, aos pontos nodais do modelo discreto da estaca, de molas não-lineares inelásticas na direção axial. As relações constitutivas das molas são dadas através das curvas TZ da norma API²⁷. Em geral, estas curvas são fortemente não-lineares, sendo dadas por 19 pares de pontos força x deslocamento, sendo necessárias, portanto, 8 subcamadas para cada curva TZ pa-

ra a correta descrição da não-linearidade.

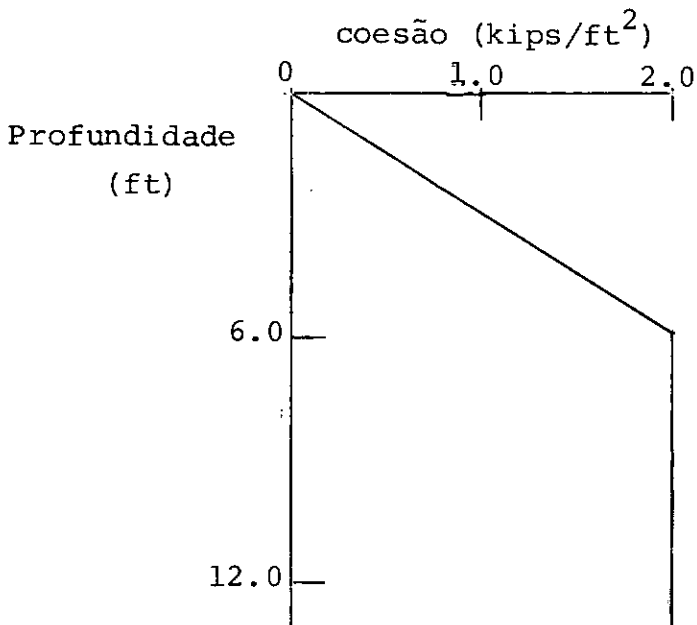


FIGURA IV.17 - Variação da coesão com a profundidade.

As figuras IV.18 e IV.19 apresentam as curvas TZ para as profundidades de -4 ft e -20 ft respectivamente. Deve-se notar que a curva (TZ) para a profundidade de -20 ft apresenta um "softening", caracterizado pela região de perda de rigidez.

As tabelas IV.8 e IV.9 apresentam as propriedades de cada subcamada para as mesmas curvas. Deve-se notar na tabela IV.9, para a curva TZ que apresenta trechos em que há perda de rigidez, a existência de subcamadas com rigidez negativa.

O carregamento axial transiente considerado é dado por uma função senoidal de período 30 segundos e amplitude de 500 kips.

Foram efetuadas duas análises. Primeiramente, obteve-se a resposta dinâmica não-linear da estaca, quando subme

□ FUNCAO NAO LINEAR

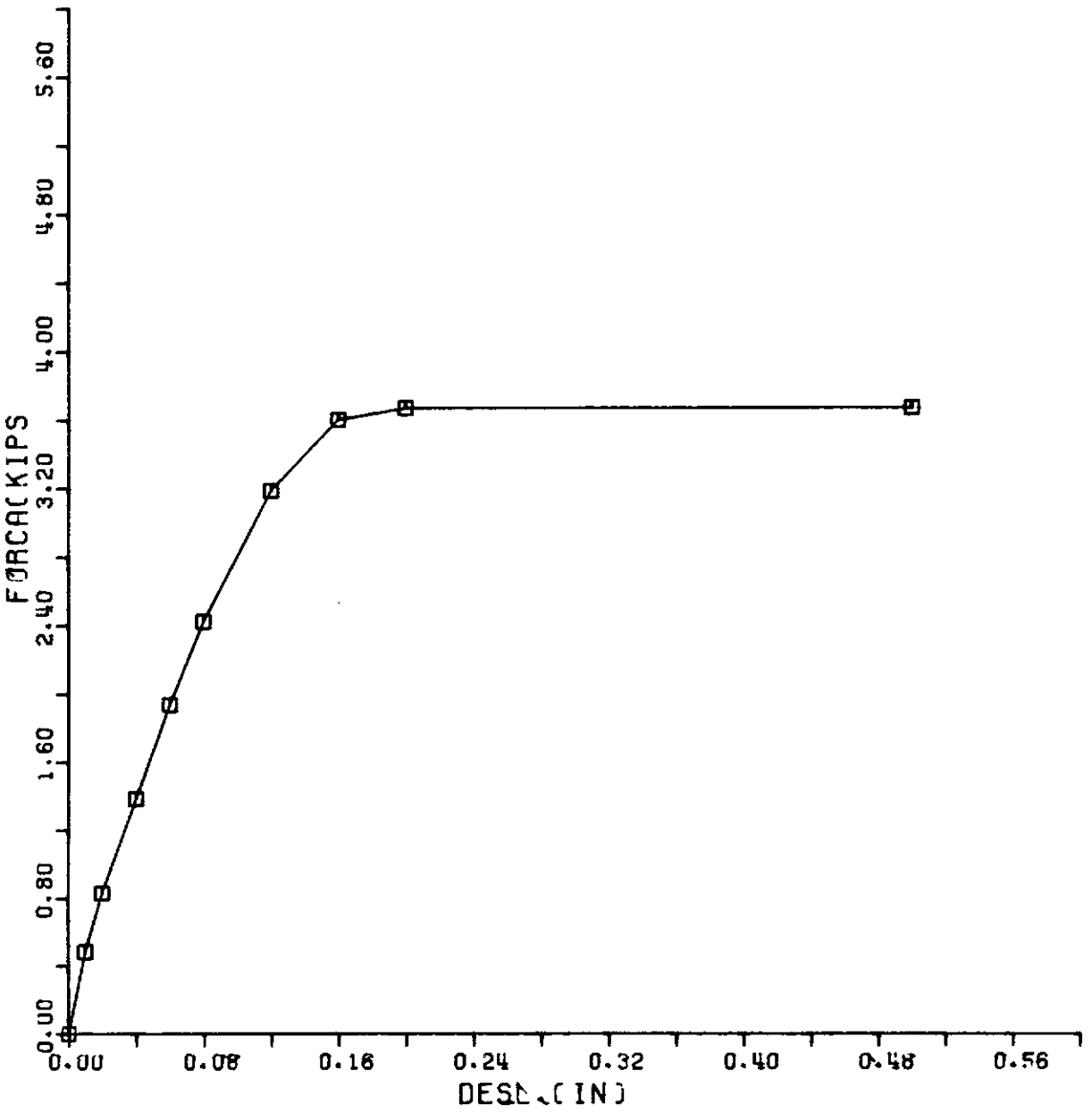


FIGURA [IV-18] CURVA T-2 NO 7

□ FUNÇÃO NÃO LINEAR

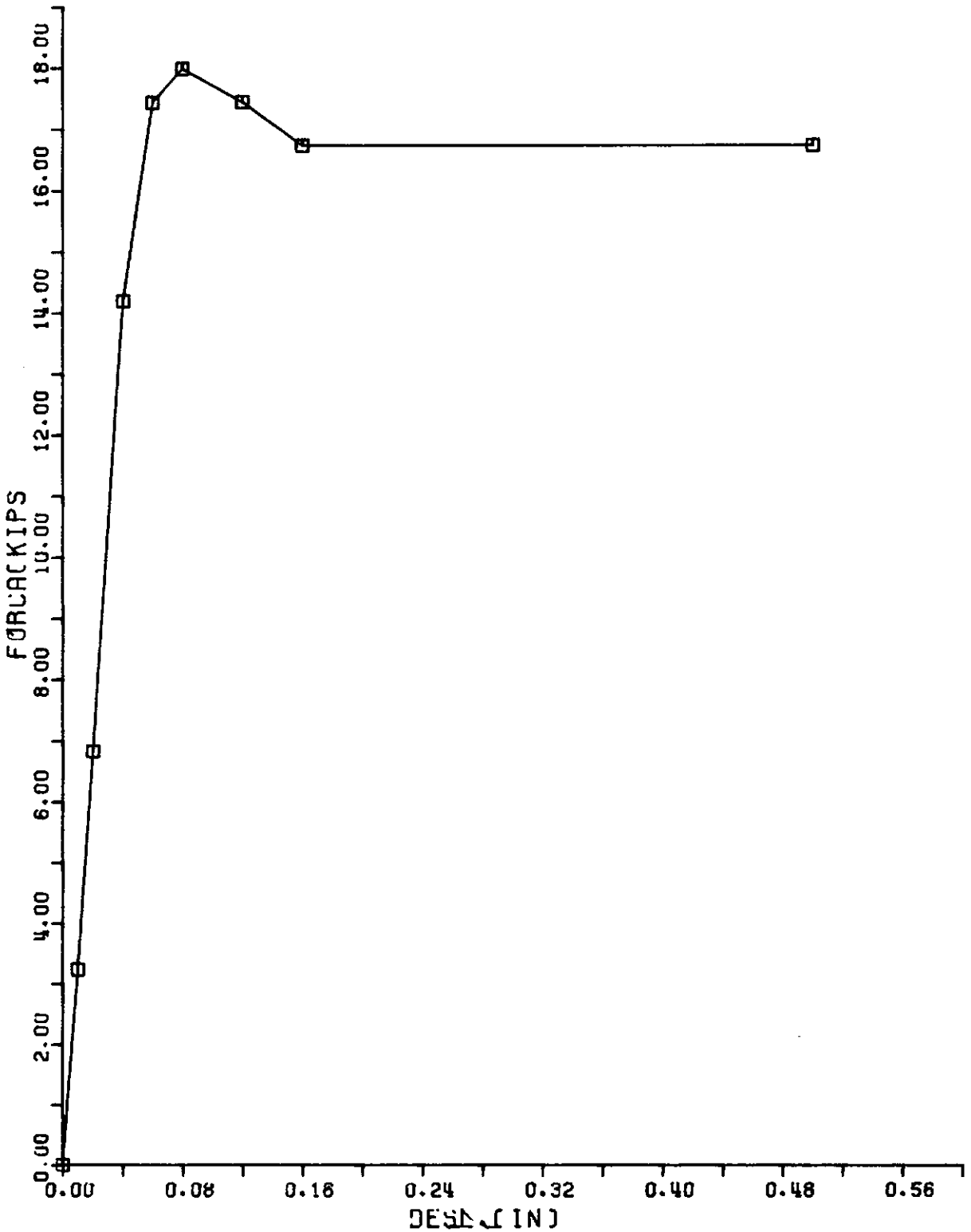


FIGURA [IV-19] CURVA T-Z Nº 11

tida ao carregamento durante 135 segundos. Utilizou-se um intervalo de tempo para a integração das equações não-lineares de movimento igual a 0.05 segundos, o que corresponde aproximadamente a 0.2% do período da excitação.

Em seguida, efetuou-se nova análise considerando-se que as funções não-lineares que simulam o solo apresentam um processo de degradação de sua carga limite de plastificação ao longo do tempo.

Assume-se que todas as funções não-lineares degradam até 50% da carga inicial de plastificação, sendo que a cada ciclo as funções degradam 10% da diferença entre a carga limite última e a carga de plastificação do ciclo anterior.

As figuras IV.20 e IV.21 apresentam as respostas dinâmicas obtidas para as profundidades de -4 ft e -20 ft para ambas as análises.

Deve-se notar nas soluções com degradação o aumento dos deslocamentos ao longo do tempo devido a perda progressiva de rigidez do solo. As tabelas IV.10 e IV.11 apresentam as amplitudes dos deslocamentos para as profundidades de -4 ft e -20 ft para ambas as soluções, onde o efeito da perda progressiva de rigidez pode ser melhor observado.

Além disso, obtem-se uma modelação adequada do efeito Baushinger nas molas não-lineares inelásticas, conforme pode ser observado nas figuras IV.22 e IV.23, que mostram respectivamente os laços de histerese para as profundidades de -4ft e -20 ft.

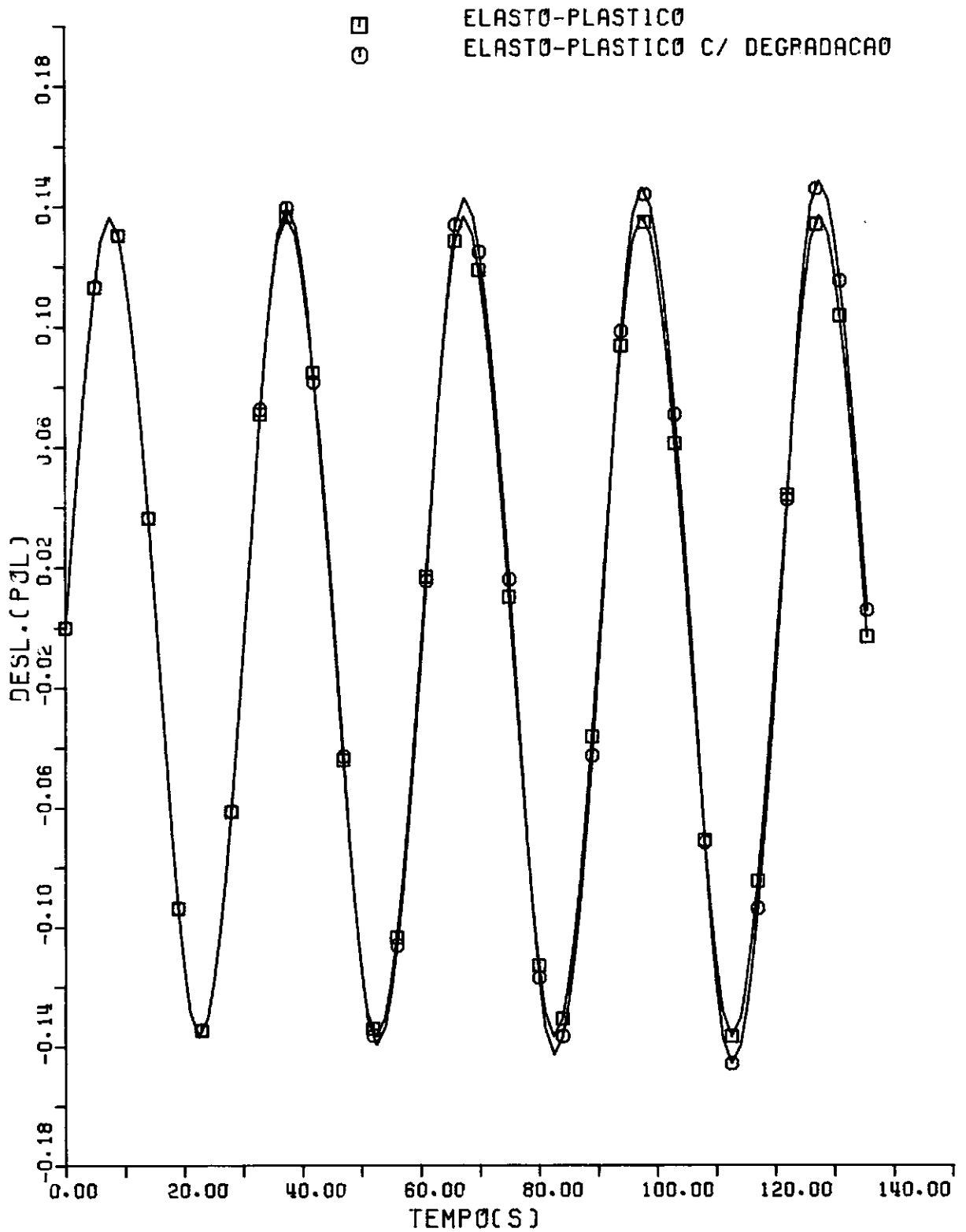


FIGURA [IV-20] RESPOSTA DINAMICA Nº 7

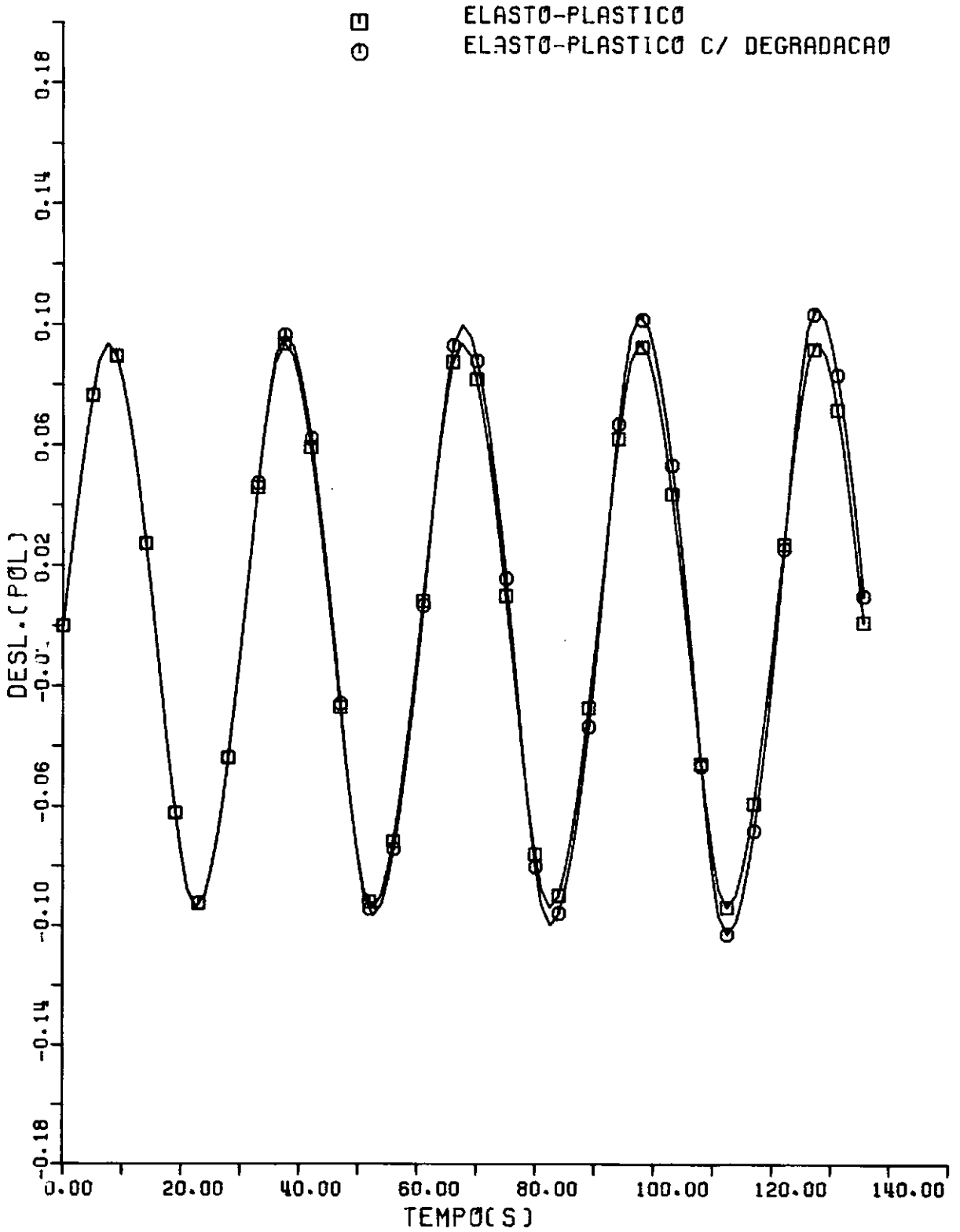


FIGURA [IV-21] RESPOSTA DINAMICA Nº 11

TABELA IV.8 - Propriedades das subcamadas. Profundidade -4 pés

Subcamadas	Máximo Desl. Elástico (in)	Rigidez (kips/in)	Força de Plastificação (kips)
1	0.01	13.86	0.1386
2	0.02	6.929	0.1386
3	0.04	-0.0005	-0.0002
4	0.06	3.465	0.2079
5	0.08	5.196	0.4157
6	0.12	8.661	1.039
7	0.16	8.661	1.386
8	0.20	1.732	0.3464

TABELA IV.9 - Propriedades das subcamadas. Profundidade -20 pés

Subcamadas	Máximo Desl. Elástico (in)	Rigidez (kips/in)	Força de Plastificação (kips)
1	0.01	-35.73	-0.3573
2	0.02	-8.909	-0.1782
3	0.04	20.66	8.262
4	0.06	13.47	8.083
5	0.08	40.47	3.237
6	0.12	4.572	0.5487
7	0.16	-17.87	-2.858
8	0.20	0.0235	0.0047

TABELA IV.10 - Amplitudes de deslocamentos axiais. Profundidade
-4 pés

t (s)	Deslocamentos no 7 (in)	
	Solução Elasto-plástica	Solução Elasto-plástica c/Degradação
7.5	0.1365	0.1365
22.5	-0.1367	-0.1367
37.5	0.1366	0.1395
52.5	-0.1365	-0.1394
67.5	0.1366	0.1426
82.5	-0.1366	-0.1427
97.5	0.1365	0.1458
112.5	-0.1366	-0.1457
127.5	0.1367	0.1481

TABELA IV.11 - Amplitudes de deslocamentos axiais. Profundidade
-20 pés

t (s)	Deslocamentos no 11 (in)	
	Solução Elasto-plástica	Solução Elasto-plástica c/Degradação
7.5	0.0936	0.0936
22.5	-0.0937	-0.0937
37.5	0.0937	0.0965
52.5	-0.0936	-0.0964
67.5	0.0937	0.0997
82.5	-0.0937	-0.0998
97.5	0.0936	0.1029
112.5	-0.0937	-0.1028
127.5	0.0937	0.1052

Finalmente, as figuras IV.24 e IV.25 apresentam os laços de histerese para as mesmas profundidades, agora incluindo os efeitos da degradação ao longo dos ciclos de carregamento.

□ LAC0 DE HISTERESE

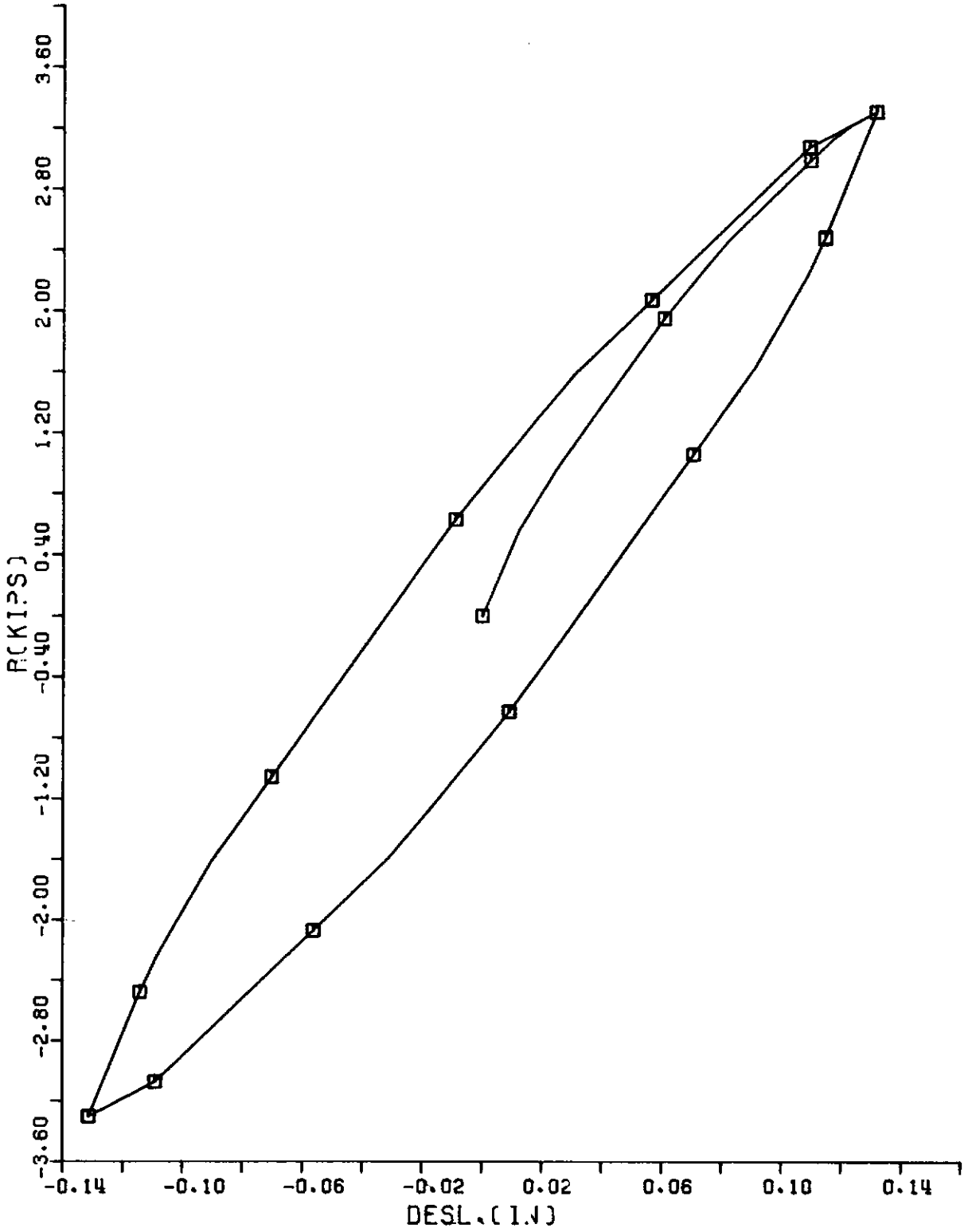


FIGURA E IV-22] CURVA T-Z N0 7 - CARGA CICLICA

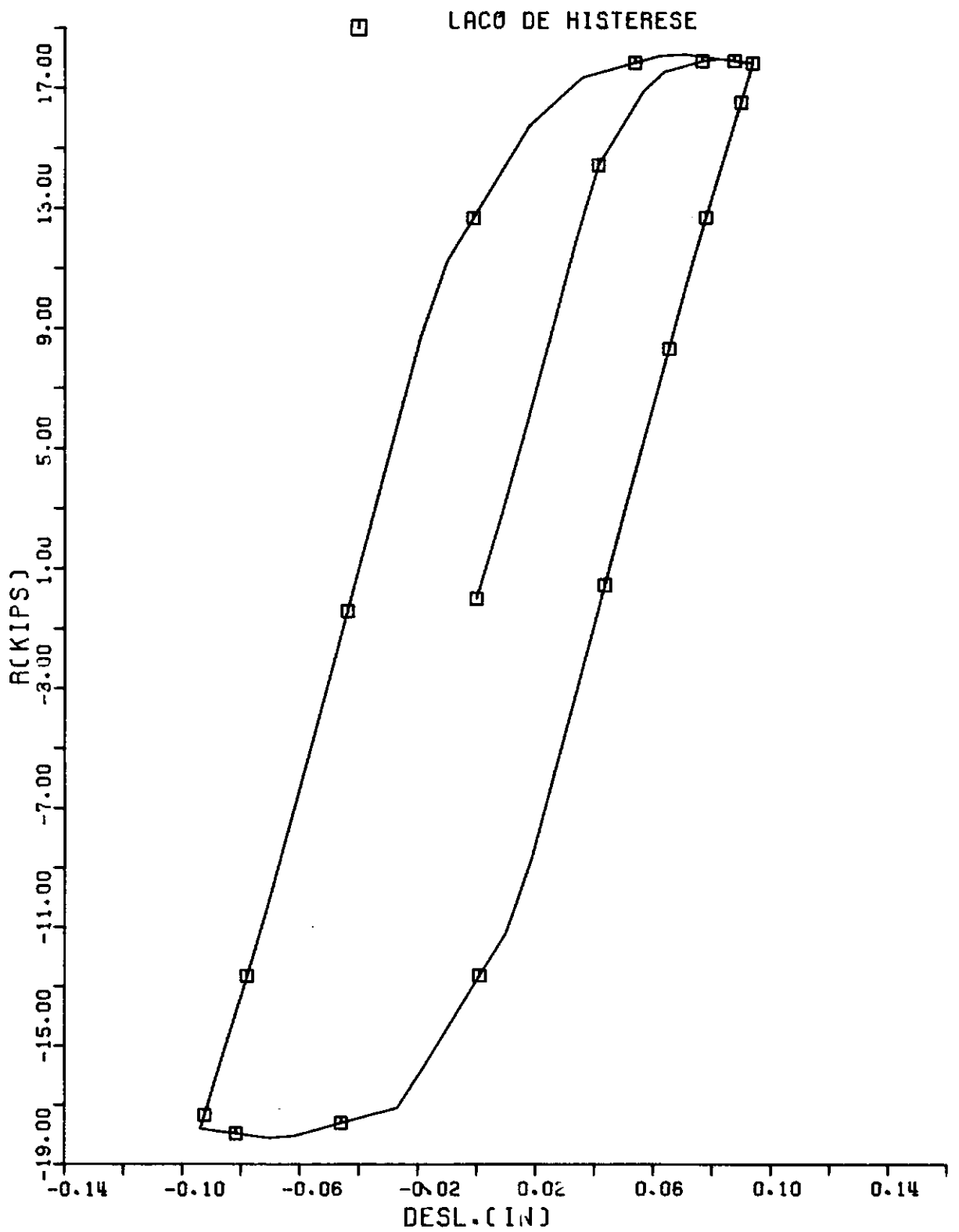


FIGURA [IV-23] CURVA T-Z Nº 11 CARGA CICLICA

□ LACÓ DE HISTERESE

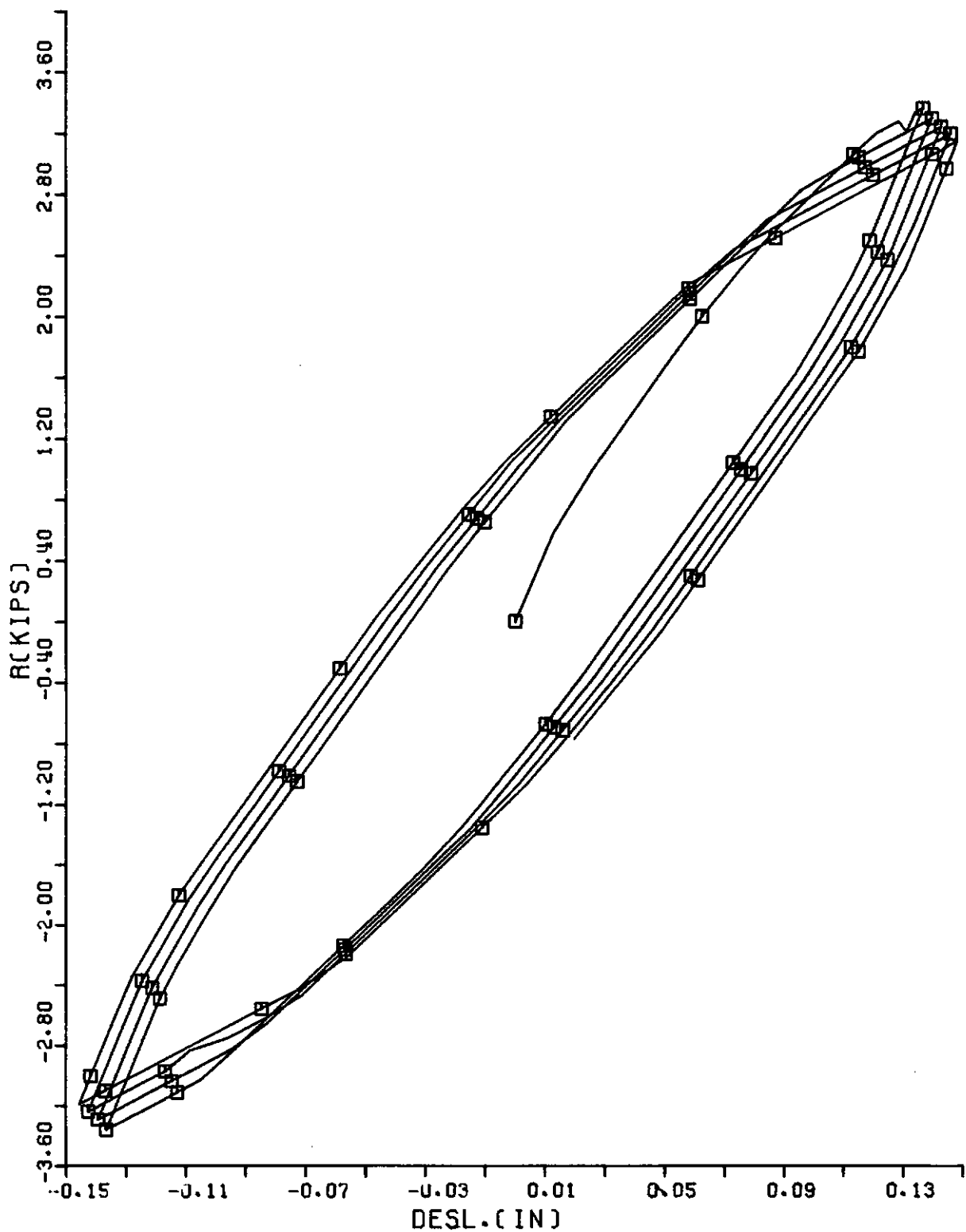


FIGURA C IV-24] CURVA T-Z NO 7 CARGA CICLICA

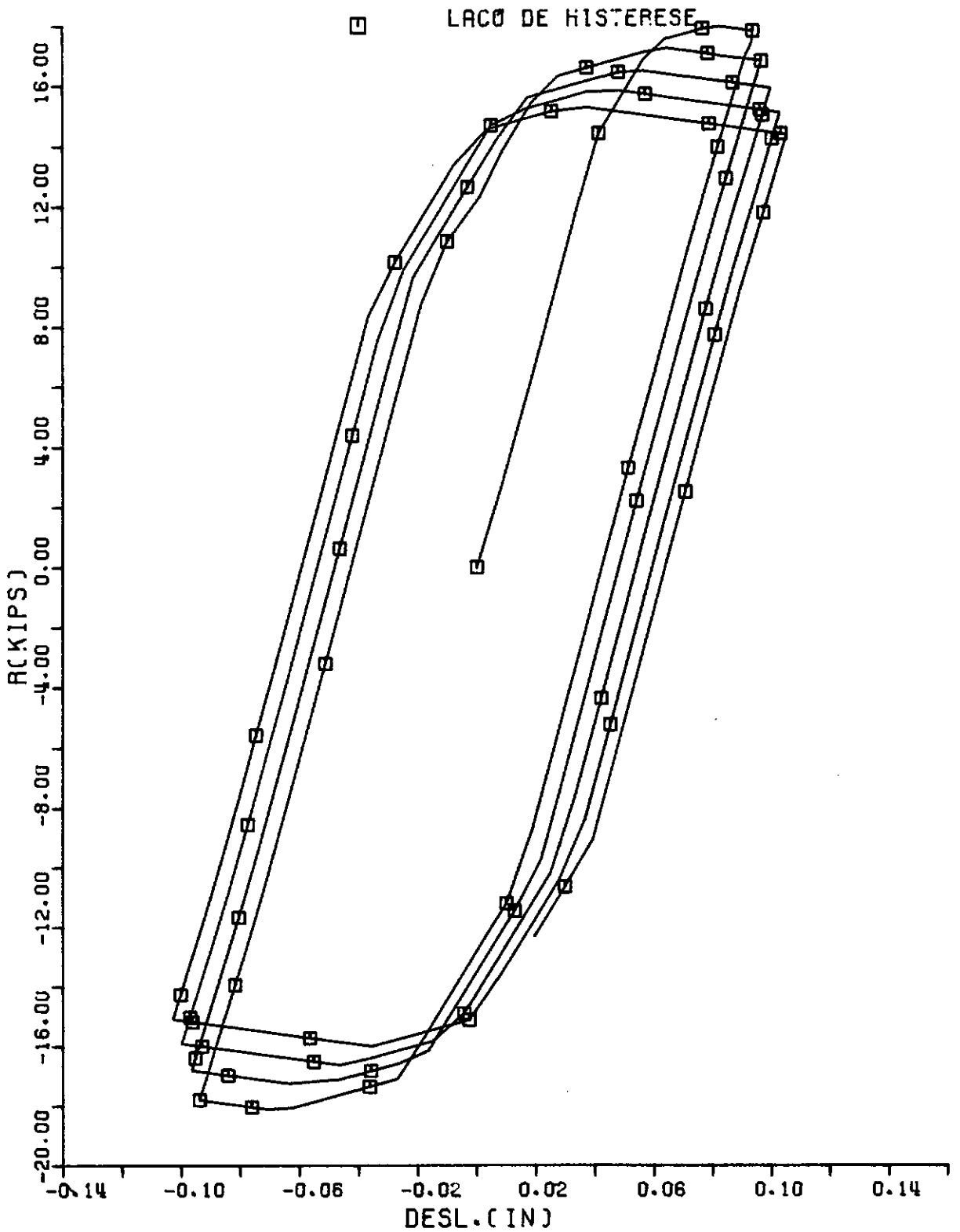


FIGURA [IV-25] CURVA T-Z N0 11 CARGA CICLICA

3 - APLICAÇÕES À CRAVAÇÃO DE ESTACAS

3.1 - Aspectos Gerais

O uso da teoria de propagação de ondas para a descrição do comportamento de estacas cravadas tem sido cada vez mais disseminado na Engenharia de Fundações, GOBLE⁵⁴, NAKAO⁵⁵, BOWLES^{56,57}, COYLE⁵⁸.

Até um passado recente, as previsões de comportamento de estacas cravadas eram efetuadas através de fórmulas empíricas baseadas em teorias de choque inelástico de corpos. Tais fórmulas, que podem ser encontradas em diversos manuais e livros de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, como por exemplo, LAMBE⁵⁹, apresentam severas limitações e riscos quanto ao seu uso irrestrito, face a diversidade de tipos de estacas, bate-estacas e solos encontrados na prática.

Porém, no início da década de sessenta, com a generalização do uso dos computadores digitais na prática da engenharia, SMITH³³ apresentou uma solução discreta para o problema de cravação de estacas através da teoria de propagação de ondas.

Desta forma, diversos programas pioneiros, SAMSON⁶⁰, foram preparados e os resultados comparados com àqueles determinados experimentalmente, FOREHAND³⁶, mostrando que o método de Smith fornecia uma ferramenta eficiente na determinação da capacidade de carga e das tensões na estaca, através de uma formulação com base matemática.

Assim, hoje em dia existem diversos programas

para análise de cravação de estacas que se baseiam no método original de Smith. Entre eles, os programas TTI⁶² e WEAP⁶³, que foram desenvolvidos sob tutela do Departamento de Transportes dos E.U.A., estão entre os de mais larga utilização na prática.

Por outro lado, desenvolveram-se também, rapidamente, as técnicas de medição de tensões dinâmicas durante a cravação, dando origem a diferentes enfoques, como os métodos CASE³⁴ e CAPWAP⁶⁴. Tais técnicas baseiam-se fundamentalmente na medição de forças, velocidades e acelerações no bate-estacas e no topo da estaca. A partir dessas medições, o comportamento da parte restante é determinado através da aplicação da teoria de propagação de ondas.

Estes métodos empregam, geralmente, as aproximações de Smith.

Entretanto, com o crescimento recente da indústria "offshore" e a perspectiva de exploração de lençóis petrolíferos em lâminas de água cada vez mais profundas, os problemas encontrados nas fundações de diversos tipos de plataformas, tais como, jaquetas fixas estaqueadas, torres estaiadas ("guyed tower"), "tension legs", URZUA⁶⁵, MATLOCK^{66,67}, McCLELLAND^{68,69}, tornam-se cada vez mais complexos. Uma grande parte destes problemas encontra-se na instalação das estacas, na maioria cravadas, que atingem penetrações cada vez maiores e tem que suportar níveis cada vez mais altos de carregamento.

Portanto, o emprego de técnicas numéricas mais poderosas para a solução de problemas desta natureza, tais como o Método dos Elementos Finitos, SMITH^{6,70,71}, vem se tornando

do uma alternativa cada vez mais atraente, dada as grandes possibilidades que esta técnica oferece.

3.2 - Métodos Numéricos para Análise da Cravação de Estacas

O problema de cravação de estacas pode ser melhor compreendido se descrito como um problema dinâmico de interação entre meios adjacentes, a estaca e o solo, COUTINHO⁷².

A energia acumulada durante a queda do martelo é subitamente transferida ao topo da estaca, induzindo uma onda que se propaga ao longo da estaca e interage com o solo adjacente.

A figura IV.26 apresenta uma estaca longa, de seção uniforme, imersa no solo e sujeita a um carregamento transiente axial.

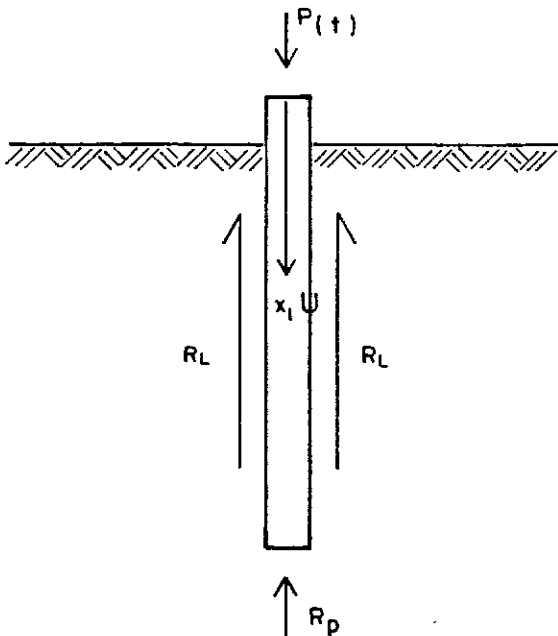


FIGURA IV-26

A resistência oferecida pelo solo é composta por duas parcelas, a resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_p). De forma geral, a resistência total do solo pode ser definida como,

$$R_{\text{solo}} = R_L + R_p \quad (\text{IV.1})$$

e a equação de equilíbrio dinâmico do sistema estrutural da figura IV.27 pode ser escrita como, CLOUGH⁷³, RUBINSTEIN³²,

$$E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + R_{\text{solo}}(u, \frac{\partial u}{\partial t}) + P(t) \quad (\text{IV.2})$$

onde,

u - deslocamentos axiais da estaca

x - coordenada medida ao longo do eixo da estaca

E - módulo de elasticidade do material da estaca

ρ - massa específica do material da estaca.

$P(t)$ - carregamento externo.

Assume-se também que a resistência do solo possa ser expressa por,

$$R_{\text{solo}}(u, \frac{\partial u}{\partial t}) = r(u) + v(\frac{\partial u}{\partial t}) \quad (\text{IV.3})$$

onde $r(u)$ representa a parcela de resistência dependente dos deslocamentos e $v(\frac{\partial u}{\partial t})$ a resistência viscosa.

A solução numérica deste problema dinâmico pode ser obtida de diversas formas, através de algoritmos de diferenças finitas explícitas (Método de Smith) ou implícitas, ou por meio do Método dos Elementos Finitos.

No Método de Smith, o bate-estacas, os acessórios de cravação e a estaca são representados por massas concentradas interligadas por molas lineares. O solo adjacente é discretizado por molas elasto-plásticas perfeitas e amortecedores aplicados às massas concentradas, conforme mostrado na figura IV.27.

A excitação do sistema é imposta através da prescrição da velocidade de queda do martelo à massa que o representa.

Nesta formulação, a integração passo-à-passo das equações não-lineares de movimento é efetuada através de um algoritmo explícito de diferenças finitas. Porém, deve-se ressaltar que a formulação original, SMITH³³, foi desenvolvida como uma aplicação intuitiva do princípio da conservação da quantidade de movimento ao sistema discreto. Desta forma, a lei de conservação da energia não é totalmente satisfeita, sendo necessário introduzir as correções indicadas por DAVIS⁷⁴.

Este método é largamente utilizado na prática, através de diversos programas, como por exemplo, o programa TTI⁶².

Outro método bastante empregado é o utilizado no programa WEAP⁶³. Este se vale das mesmas aproximações do método de Smith, porém integra as equações de movimento através de um esquema implícito do tipo preditor-corretor com aceleração linear.

Quanto à utilização do Método dos Elementos Finitos, SUTOPO⁷⁵ concluiu que tanto os métodos explícitos quan-

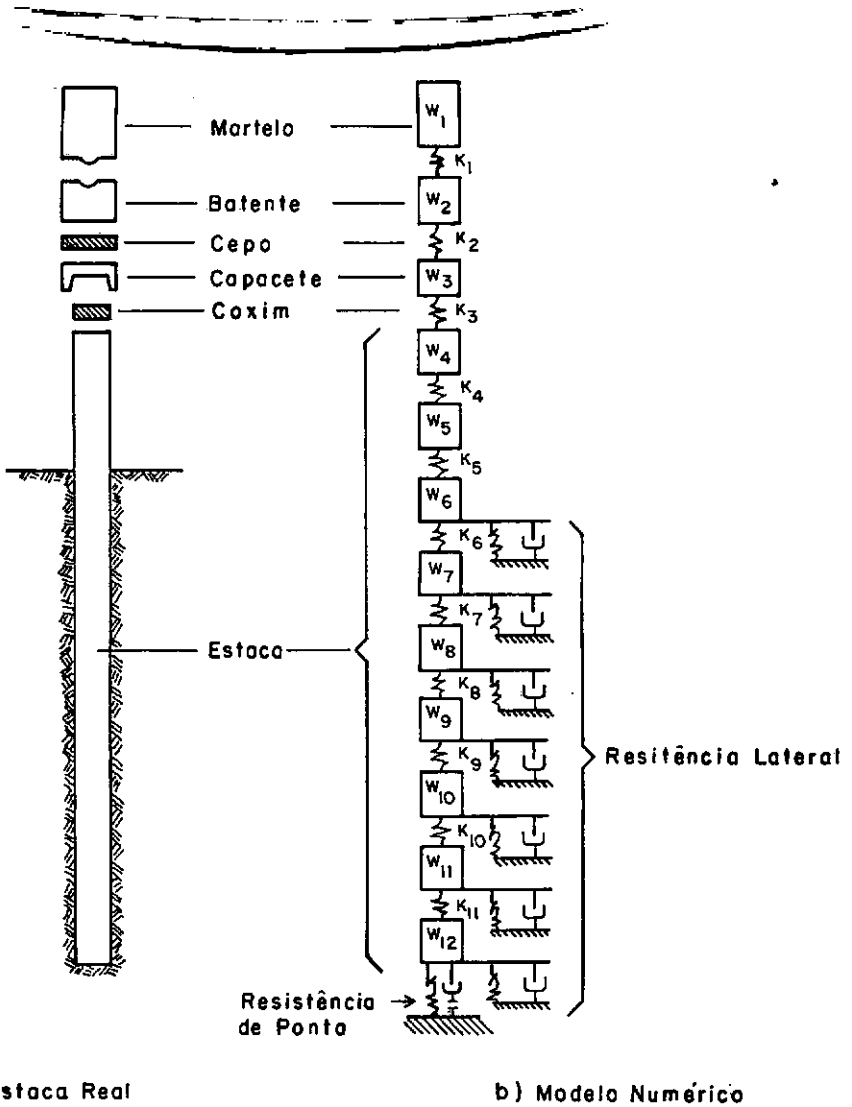


FIGURA IV -27 - Aproximação do Método de Smith.

to os implícitos apresentavam um bom desempenho na solução de problemas de propagação lineares.

Porém, para a solução de problemas de cravação de estacas, onde a não-linearidade é determinante, foi sugerido por SMITH⁶ o emprego de algoritmos implícitos, devido às suas características de estabilidade, já que quando se utiliza no modelo discreto elementos retilíneos, treliça plana, por exemplo, as atualizações de rigidez e as sucessivas triangularizações são altamente beneficiadas das características de esparsidade das matrizes envolvidas, tornando estas operações pouco significativas no processo de determinação da solução passo-à-passo.

Por outro lado, pesquisas recentes, SMITH⁷⁶, tem demonstrado que as soluções com o modelo unidimensional são geralmente comparáveis com aquelas obtidas com modelos tridimensionais.

Entretanto, o modelo tridimensional indica que o modelo unidimensional pode subestimar a penetração final da estaca em solos muito fracos e pode levar a estimativas pobres da cravabilidade de estacas em argilas muito rijas.

3.3 - Determinação da Resposta Transiente de uma Estaca sob dois Golpes Sucessivos de um Martelo Vulcan 020.

Esta aplicação tem o propósito de analisar a cravação de uma estaca tubular de aço ASTM A 534, cuja tensão de escoamento pe de 100 kips/in^2 , com 150 ft de comprimento, quando submetida a dois golpes sucessivos de um martelo Vulcan 020, COUTINHO⁵³. Este exemplo é semelhante àquele descrito por FOO²⁴.

O modelo discreto da estaca compreende 75 elementos de treliça com 2 ft cada, estando a estaca parcialmente enterrada. O solo adjacente compõe-se de três camadas, sendo duas de argila intercaladas por uma de areia.

As características da estaca e do solo se encontram sumarizadas na figura IV.28.

A resistência lateral foi simulada através da consideração de um escalar elasto-viscoplástico aplicado aos pontos nodais do modelo discreto ao longo de seu comprimento enterrado. A resistência de ponta também foi considerada de forma semelhante.

Para as curvas não-lineares que definem a relação constitutiva do solo utilizaram-se as curvas T-Z da norma API²⁷. Estas são definidas, de forma geral, por 19 pares de pontos força x deslocamento. Portanto, ao usar-se o modelo de subcamadas para a representação do comportamento não-linear inelástico, serão necessárias um número máximo de 8 subcamadas em cada curva T-Z. As figuras IV.29, IV.30 e IV.31 apresentam as curvas T-Z para as profundidades de -2 ft, -58 ft e -120 ft respectivamente. Deve-se notar que a função não-linear na figura IV.30 apresenta um "softening", caracterizado pela região onde a rigidez do solo é negativa.

As tabelas IV.12 até IV.14 apresentam respectivamente as propriedades das subcamadas para as curvas T-Z dadas anteriormente.

Desta forma, considerando-se a resistência total do solo como sendo a soma das resistências máximas das cur

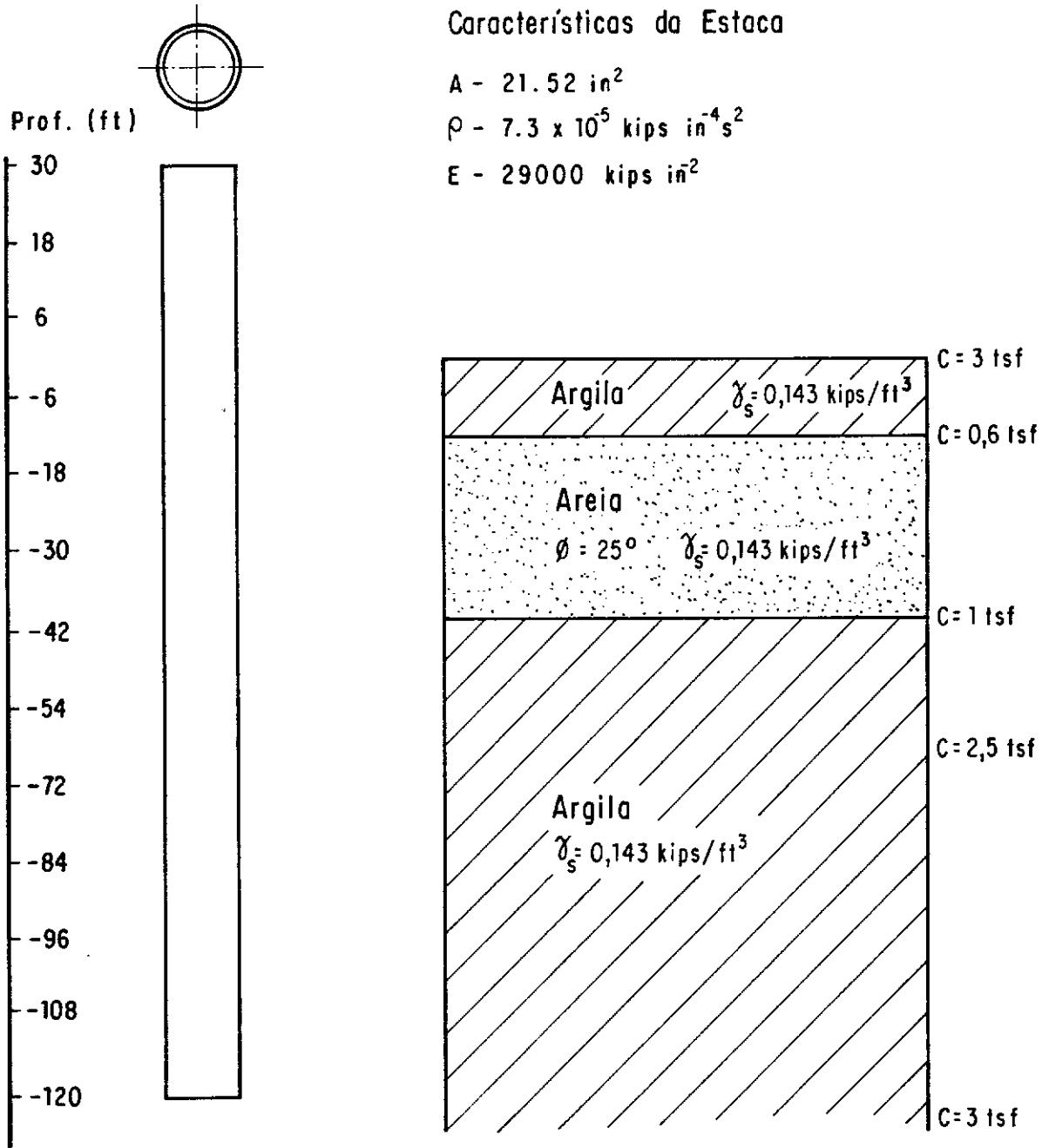


FIGURA IV-28 - Esquema da Estaca e Solo

□ FUNÇÃO NÃO LINEAR

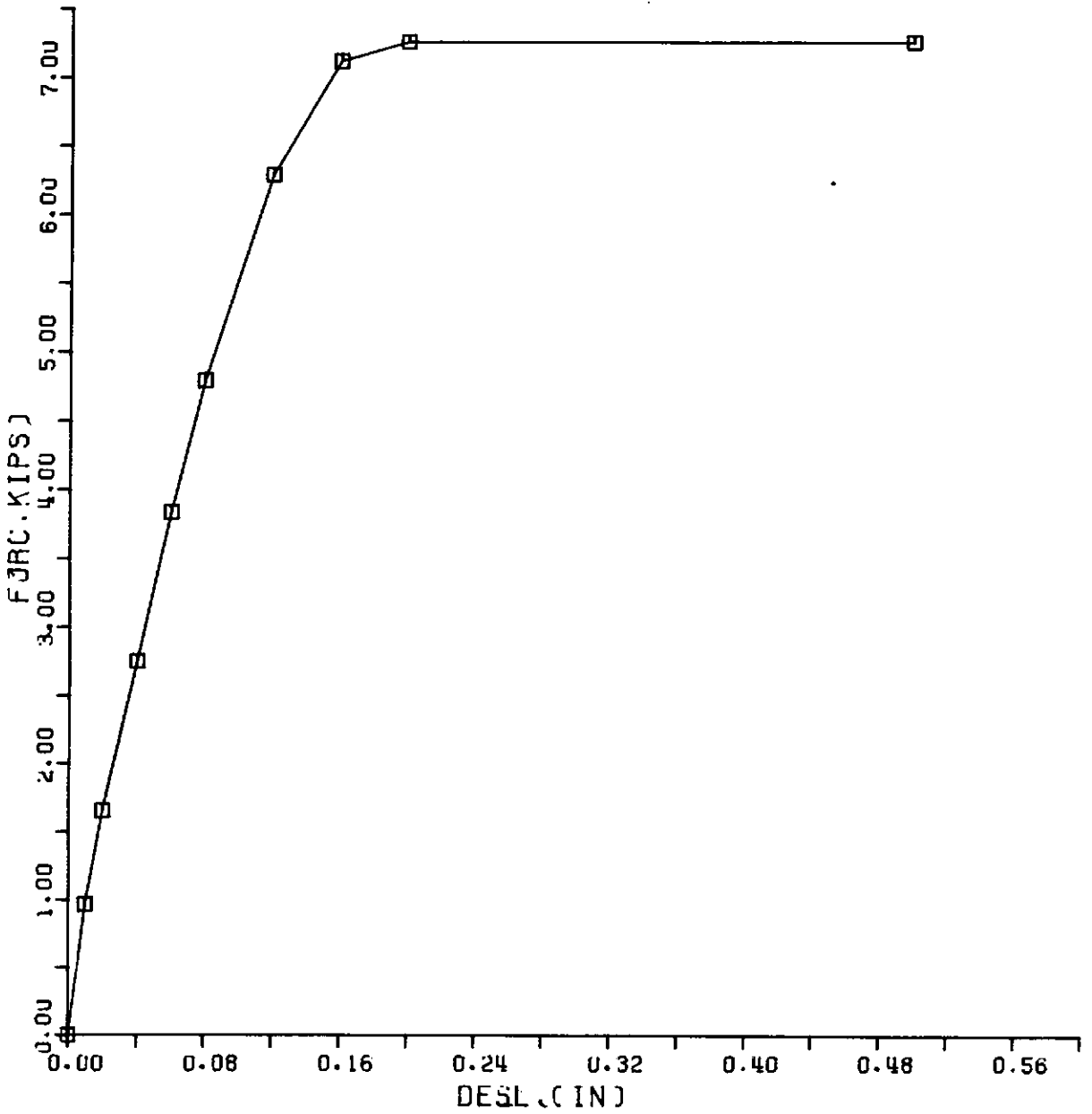


FIGURA [IV-29] CURVA T2 PONTO NODAL 17

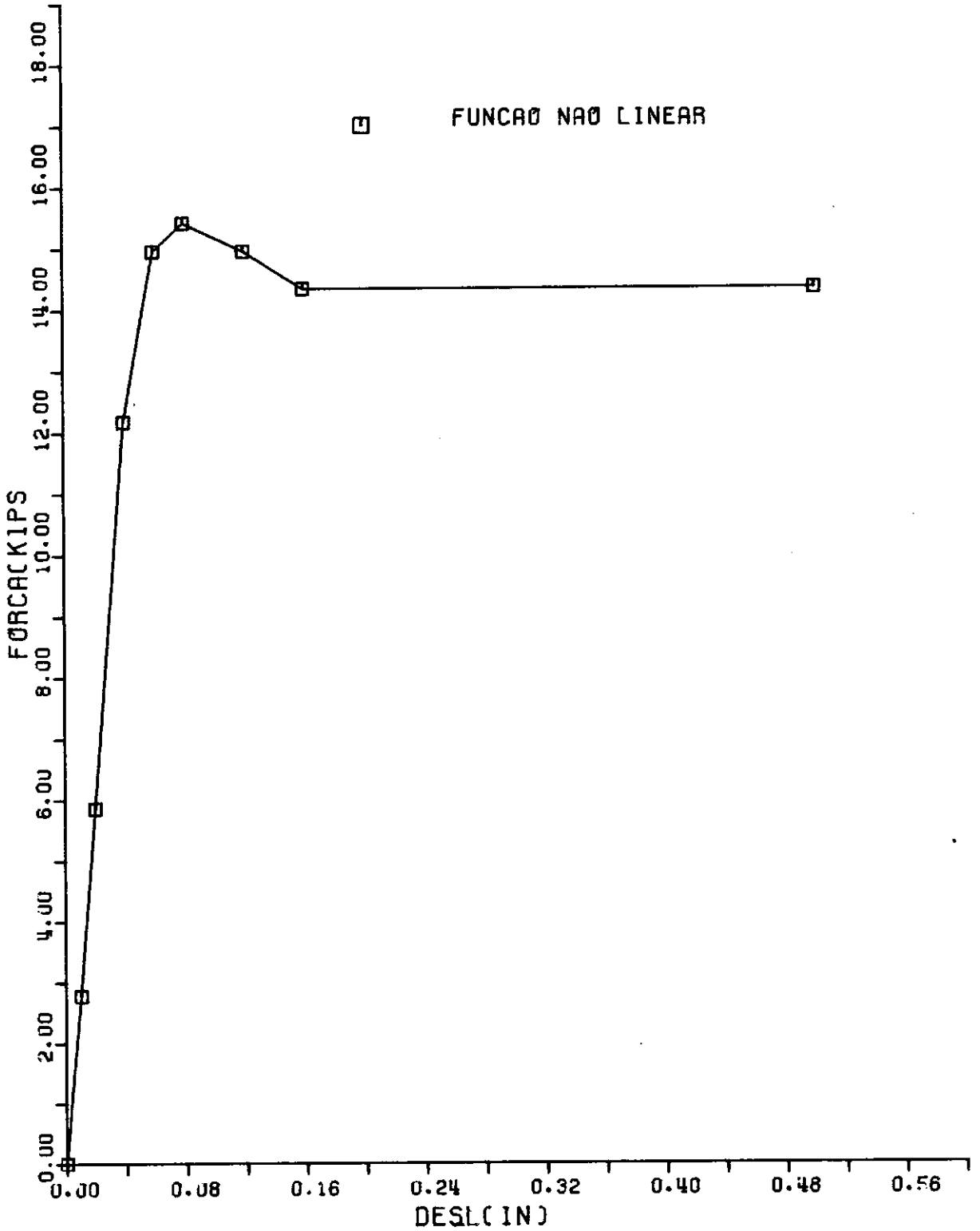


FIGURA [1V-30] CURVA TZ PONTO NODAL 45

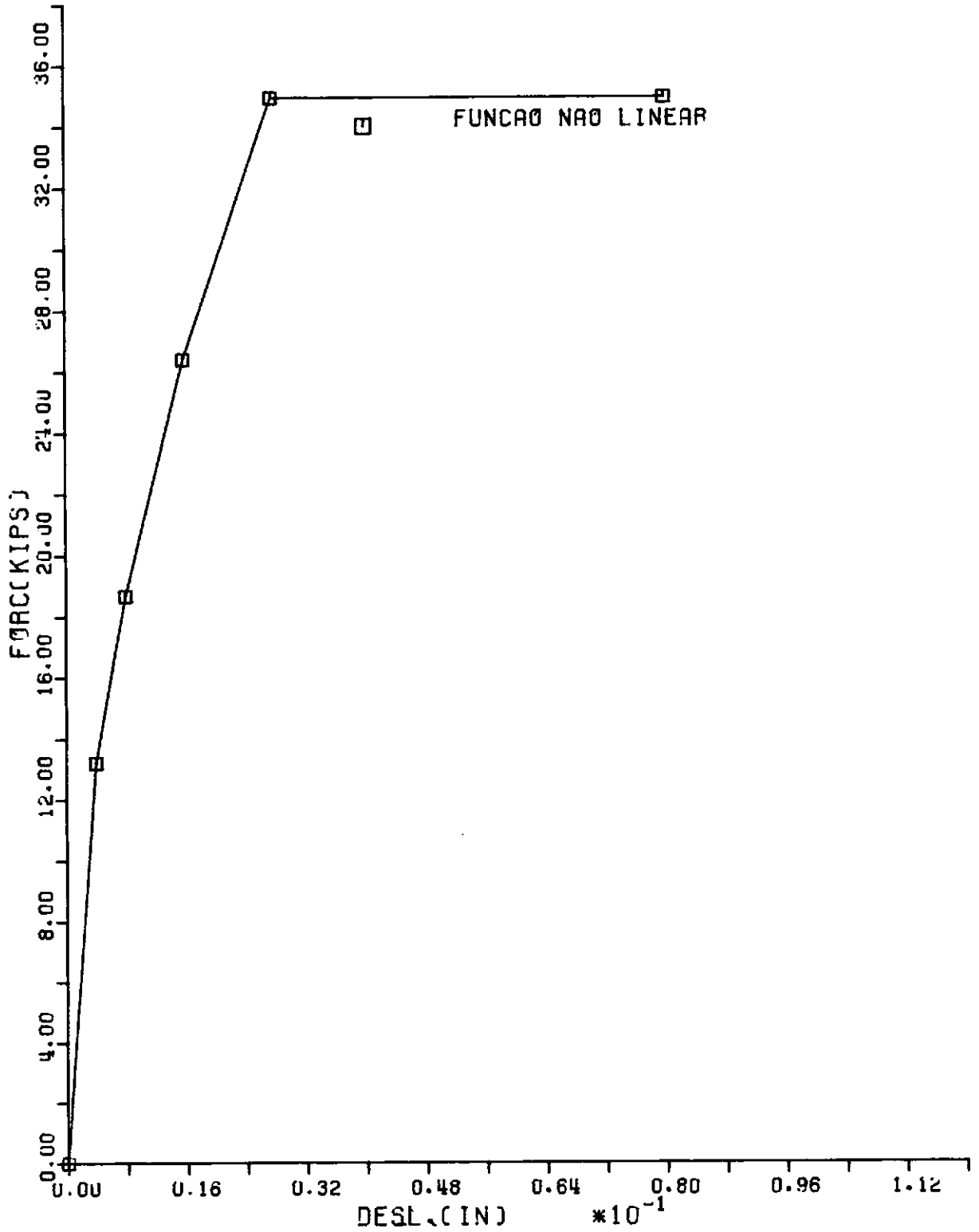


FIGURA C IV-31] CURVA TZ NA PONTA DA ESTACA

TABELA IV.12 - Propriedades das subcamadas para a profundidade de -2 ft.

Subcamada	Máximo Deslocamento Elástico (in)	Rigidez (kips/in)	Força de Plastificação (kips)
1	0.01	28.44	0.2844
2	0.02	13.57	0.2713
3	0.04	0.6535	0.02614
4	0.06	6.456	0.3874
5	0.08	10.34	0.827
6	0.12	16.79	2.015
7	0.16	17.12	2.739
8	0.20	3.555	0.711

TABELA IV.13 - Propriedades das subcamadas para a profundidade de -58 ft.

Subcamada	Máximo Deslocamento Elástico (in)	Rigidez (kips/in)	Força de Plastificação (kips)
1	0.01	-24.82	-0.2483
2	0.02	-6.384	-0.1277
3	0.04	14.31	5.723
4	0.06	92.89	5.574
5	0.08	27.92	2.234
6	0.12	3.102	0.3723
7	0.16	-12.41	-1.986

TABELA IV.14 - Propriedades das subcamadas para a profundidade de -120 ft.

Subcamada	Máximo Deslocamento Elástico (in)	Rigidez (kips/in)	Força de Plastificação (kips)
1	0.0039	2019.	7.873
2	0.0079	375.8	2.969
3	0.0157	240.4	3.775
4	0.0236	103.4	2.440
5	0.0276	648.	17.89

vas T-Z que simulam o atrito lateral com a resistência de ponta, obtem-se o valor de 805.5 kips. Para a resistência de ponta tem-se o valor de 35 kips.

Quanto aos amortecedores, que são a parcela viscosa de resistência, empregou-se uma lei exponencial do tipo de SMITH³³, ou seja, adotando-se para o expoente da lei viscosa o valor 1.0.

Para as constantes de amortecimento, adotou-se 0.2 seg/pé para o atrito lateral e 0.01 seg/pé para a ponta da estaca.

O sistema de cravação foi simulado por uma função impulso, que procura representar adequadamente o impacto na cabeça da estaca. Desta maneira, assumiu-se que a duração do impacto produzido pelo martelo Vulcan 020, operando em condições nominais, é de aproximadamente 0.08 segundos, e a função impulso tem a forma dada na figura IV.32.

Além disso, deve-se ressaltar que a função impulso adotada é similar aos registros de força na cabeça da estaca obtidos através das técnicas existentes de monitoração, NIYAMA⁷⁷.

Para a análise de dois golpes sucessivos, considerou-se que o martelo Vulcan 020 opera à taxa de 59 golpes por minuto, ou seja, o intervalo entre cada golpe é de aproximadamente 1.017 segundos.

A resposta dinâmica da estaca foi determinada até um tempo igual a 1.44 segundos.

□ FUNÇÃO NO TEMPO

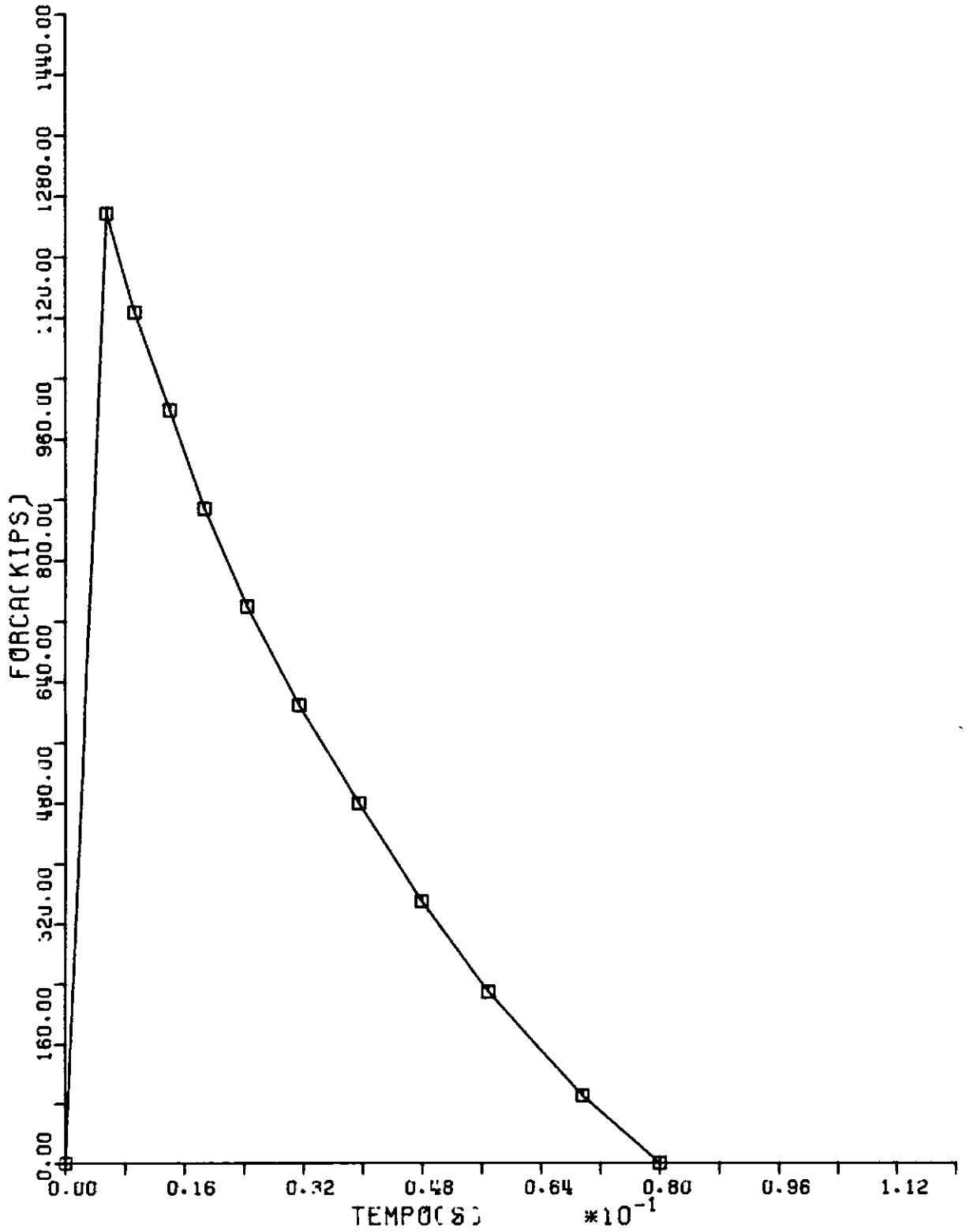


FIGURA [17-32] DIAGRAMA DE IMPACTO VULCAN 020

Primeiramente, efetuou-se uma análise onde se procurou identificar a sensibilidade da resposta frente a uma variação do intervalo de tempo de integração, já que para problemas de impacto este intervalo é muito pequeno e torna-se portanto necessária a integração ao longo de um número muito grande de intervalos de tempo. Devido a isso, obteve-se a resposta transitente empregando-se um intervalo de tempo igual a 1.2×10^{-4} segundos, o que corresponderia ao intervalo de tempo crítico para a análise de problemas de propagação lineares com um algoritmo de diferenças finitas explícitas, como o proposto por SMITH³³. Em seguida, obteve-se a resposta com um intervalo de tempo igual a 3.3×10^{-4} segundos. Nos dois casos os efeitos não-lineares foram utilizados no início de cada intervalo de tempo e a verificação do equilíbrio dinâmico efetuada com a matriz de rigidez constante.

As figuras IV.33 e IV.34 apresentam, respectivamente, as histórias dos deslocamentos na ponta da estaca e dos esforços axiais no topo da mesma, obtidas para esta análise. Deve-se notar, nas duas figuras, a boa concordância entre ambas soluções.

Desta forma, o emprego do algoritmo de Newmark na solução desta classe de problemas de impacto permite o uso de intervalos de tempo maiores do que aqueles sugeridos na formulação clássica, permitindo a obtenção da solução ao longo de um grande número de intervalos de tempo de forma eficiente do ponto de vista computacional.

Em seguida, a resposta dinâmica do sistema foi avaliada considerando-se a degradação do solo, com o mesmo esquema anterior e empregando-se também um intervalo de tempo

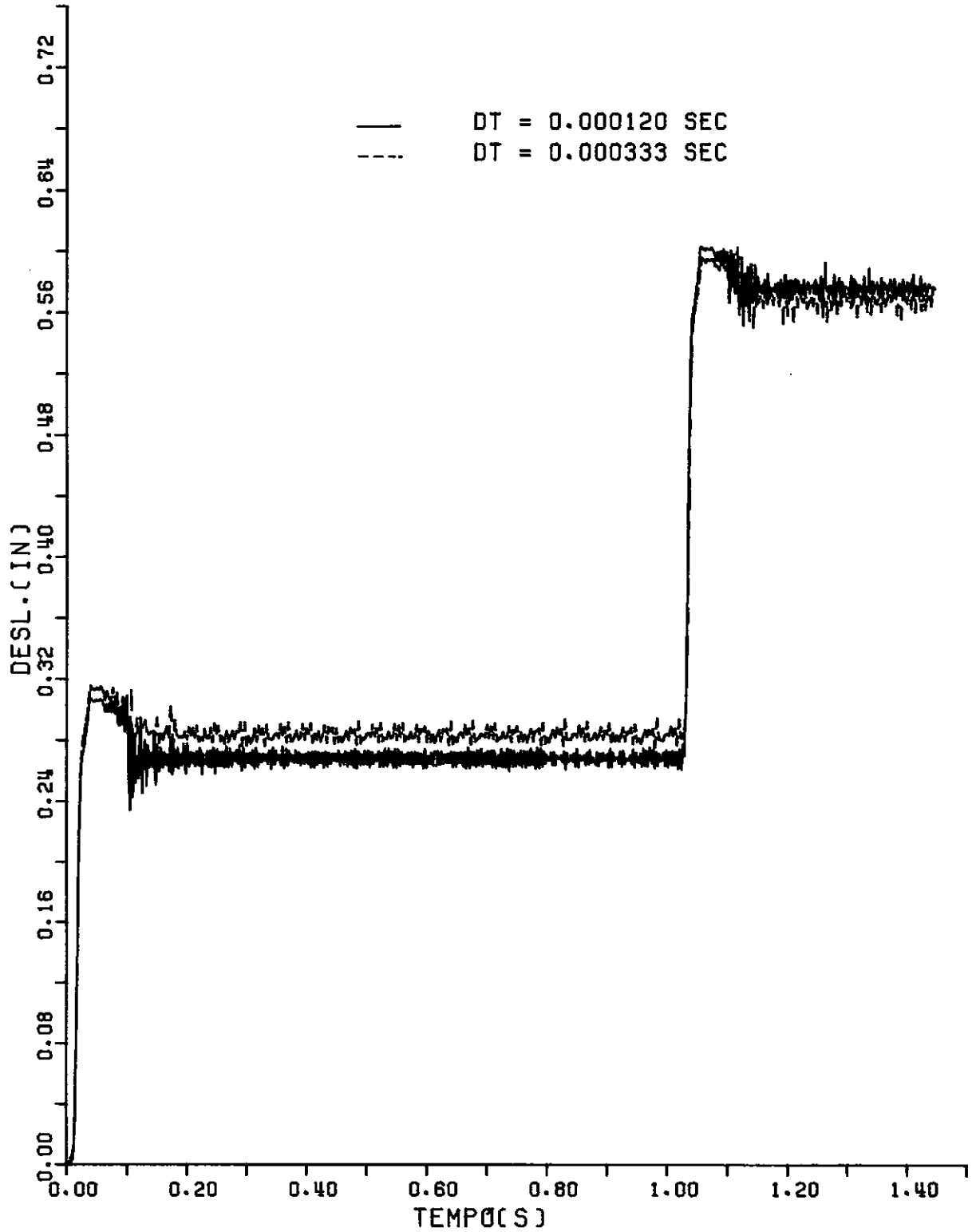


FIGURA [IV-33] RESPOSTA DINAMICA PONTA

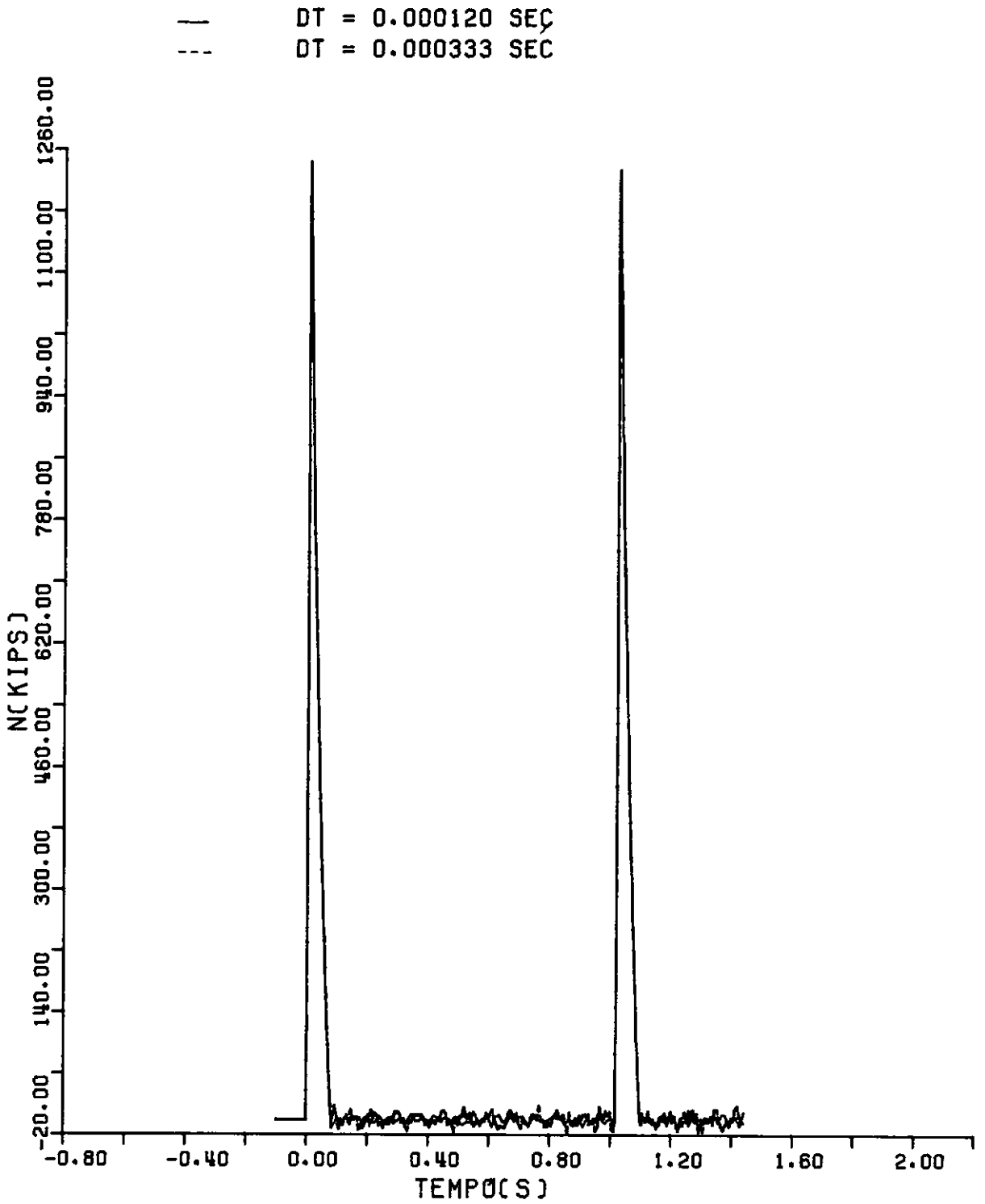


FIGURA C IV-34 J ESFORÇOS AXIAIS TOPO

de 3.3×10^{-4} segundos.

Adotou-se para valor do parâmetro de degradação (λ), 0.4. Assumiu-se também que a resistência do solo em todas as funções não-lineares degradasse até 50% de sua resistência inicial.

As figuras IV.35 e IV.36 apresentam, respectivamente, as comparações entre a solução anterior e a solução com degradação, para as histórias dos deslocamentos na ponta da estaca, e para os esforços axiais no topo da mesma. Deve-se notar na figura IV.35 que a consideração da degradação do solo afetou decisivamente os deslocamentos na ponta da estaca, alterando sensivelmente sua penetração. Em contrapartida, os esforços axiais no topo da estaca quase não se ressentiram desta consideração.

Assim, procurando-se salientar ainda mais as características de cada solução apresentada anteriormente, compararam-se as penetrações da estaca e os correspondentes números de golpes do martelo para cada solução. Os resultados destas comparações encontram-se sumarizados nas tabelas IV.15 e IV.16.

TABELA IV.15 - Comparação entre penetração e número de golpes por pé para o primeiro golpe do martelo.

	Solução Elasto-Plástica		Solução com Degradação
	$\Delta t = 1.2 \times 10^{-4}$ s	$\Delta t = 3.3 \times 10^{-4}$ s	$\Delta t = 3.3 \times 10^{-4}$ s
Penetração (in)	0.24	0.29	0.29
Nº de Golpes por pé	50	41	41

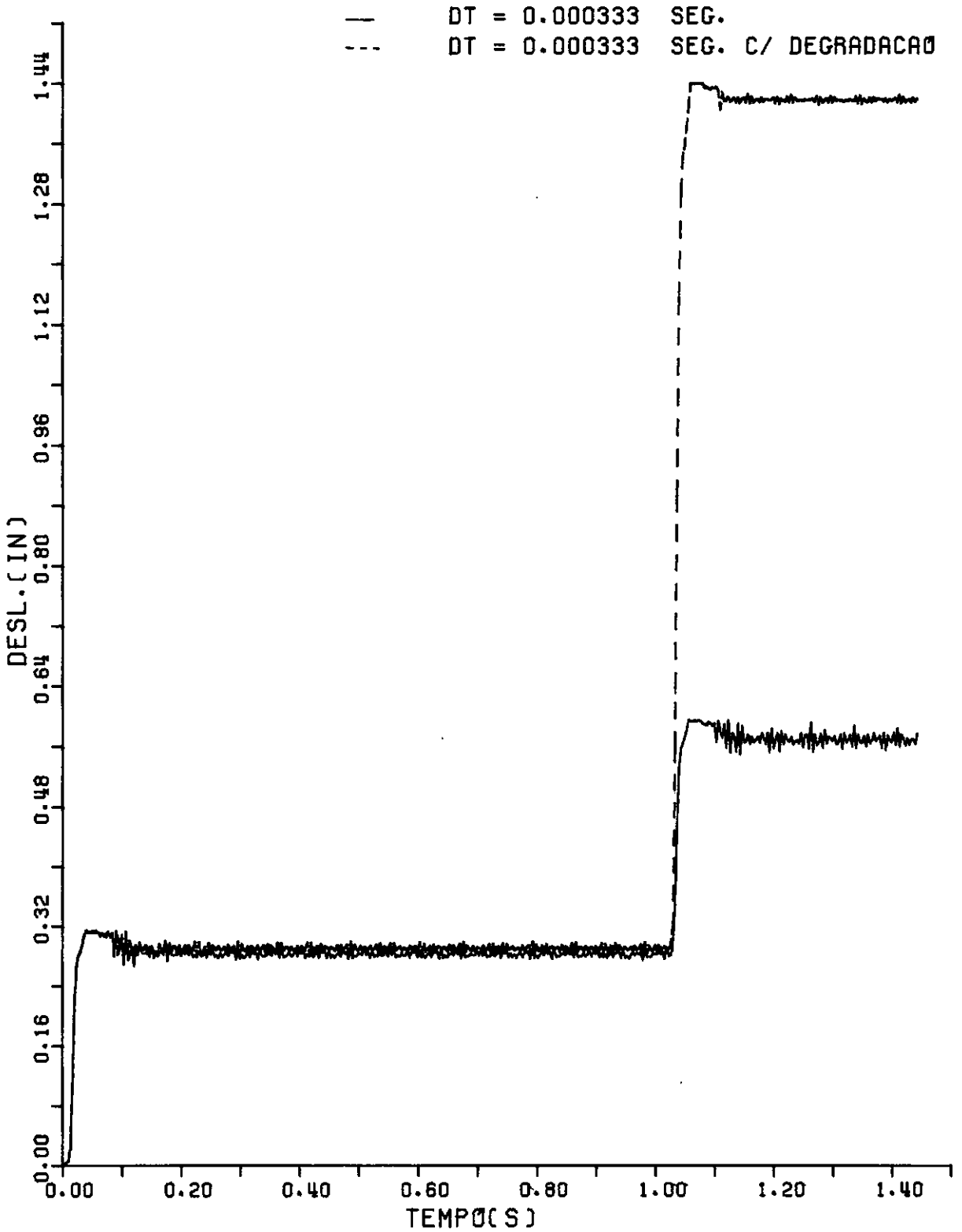


FIGURA C IV-35] RESPOSTA DINAMICA PONTA

— DT = 0.000333 SEG
- - - DT = 0.000333 SEG C/ DEGRADACAO

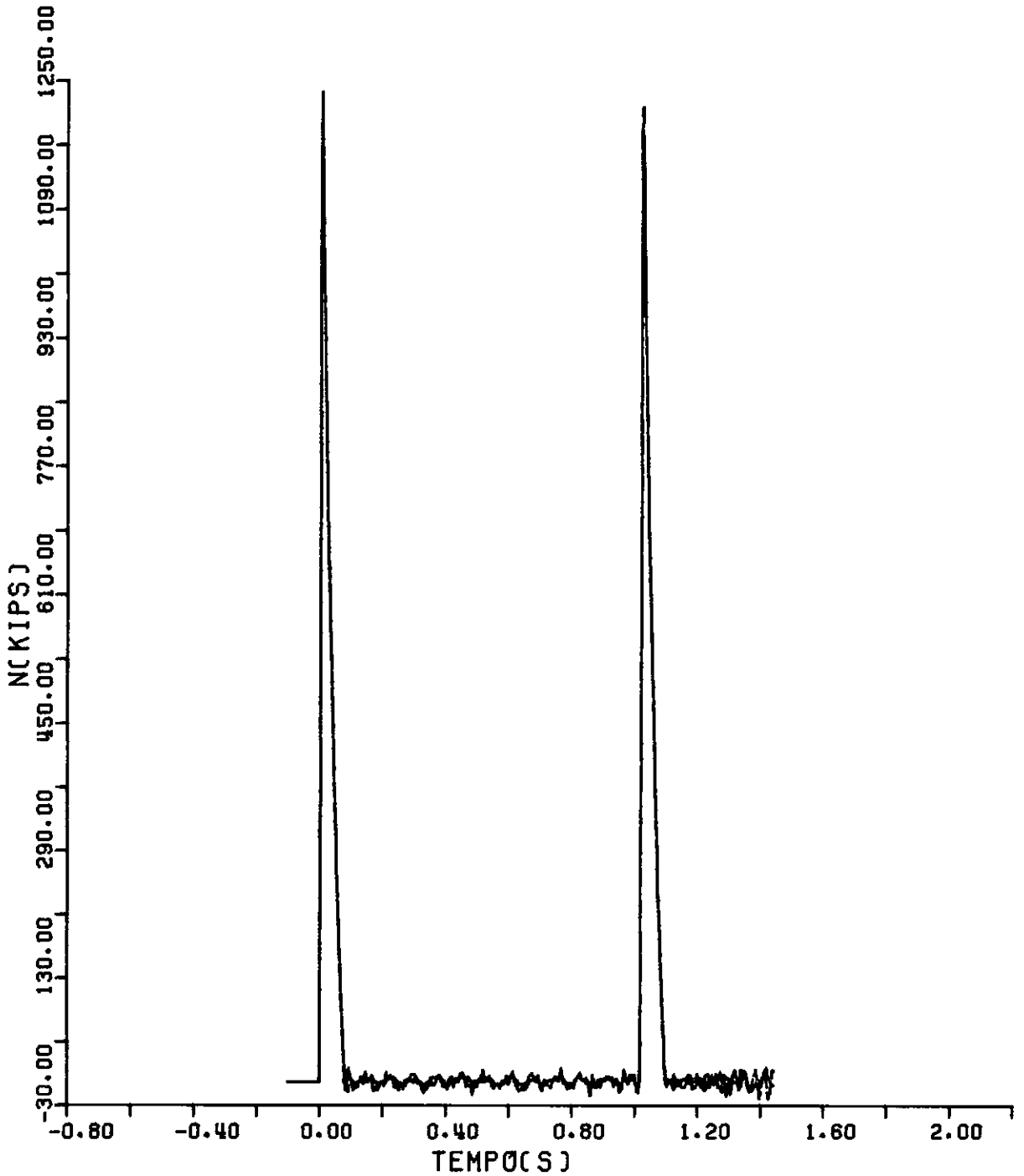


FIGURA [IV-36] ESFORÇOS AXIAIS TOPO

TABELA IV.16 - Comparação entre a penetração e número de golpes por pé para o segundo golpe do martelo.

	Solução Elasto-Plástica		Solução com Degradação
	$\Delta t = 1.2 \times 10^{-4}$	$\Delta t = 3.3 \times 10^{-4}$	$\Delta t = 3.3 \times 10^{-4}$
Penetração (in)	0.55	0.55	1.43
Nº de Golpes por pé	22	22	8

Além disso, apresenta-se na tabela IV.17 as tensões de compressão máximas na estaca para cada solução. Deve-se notar que as tensões na estaca são inferiores a tensão de escoamento do material (100 kips/in²).

TABELA IV.17 - Tensões máximas de compressão.

	Tensões de Compressão Máximas (kips/in ²)
$\Delta t = 1.2 \times 10^{-4}$ s	75.1
$\Delta t = 3.3 \times 10^{-4}$ s	67
Degradação	69.9

Finalmente, deve-se ressaltar que dado os es cassos resultados experimentais envolvendo a determinação de pa râmetros para a modelação adequada da degradação do solo, tal tipo de análise ainda não faz parte da prática corrente da enge nharia geotécnica.

3.4 - Estudo de Cravabilidade da Estaca de Teste da Plataforma PCR-1.

Este estudo tem por objetivo a análise de cravabilidade da estaca de teste da plataforma PCR-1, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, COUTINHO⁷⁸. O teste de cravação em escala real teve o propósito de investigar o comportamento da areia calcárea durante a cravação, PETROBRÁS⁷⁹, MEDEIROS Jr.⁸⁰,⁸¹, NIYAMA⁸².

O teste foi efetuado junto a plataforma PCR-2 no campo de Curimã, em Fortaleza, nordeste do Brasil. As informações obtidas foram utilizadas na instalação das estacas da plataforma de produção PCR-1, situada no mesmo local. A figura IV.37 apresenta uma vista geral da localização das duas plataformas.

A lâmina de água no local era da ordem de 50m e o comprimento final cravado foi de 88.4m, tendo sido verificado 66.3m de solo penetrado dentro da estaca. A penetração estimada da estaca era em torno de 90 metros.

O solo apresentava um perfil composto principalmente de areia calcárea, porém com uma camada de coral de 3 metros de espessura a partir da profundidade de 63 metros. O perfil completo do subsolo encontra-se na figura IV.38.

Para a realização do teste foi preparada uma estaca tubular de aço com diâmetro externo de 0.86 m (34") e espessura de parede de 4.4 cm (1" 3/4) no trecho inicial de 50.73m e de 5.1 cm (2") no trecho restante de 95.31m.

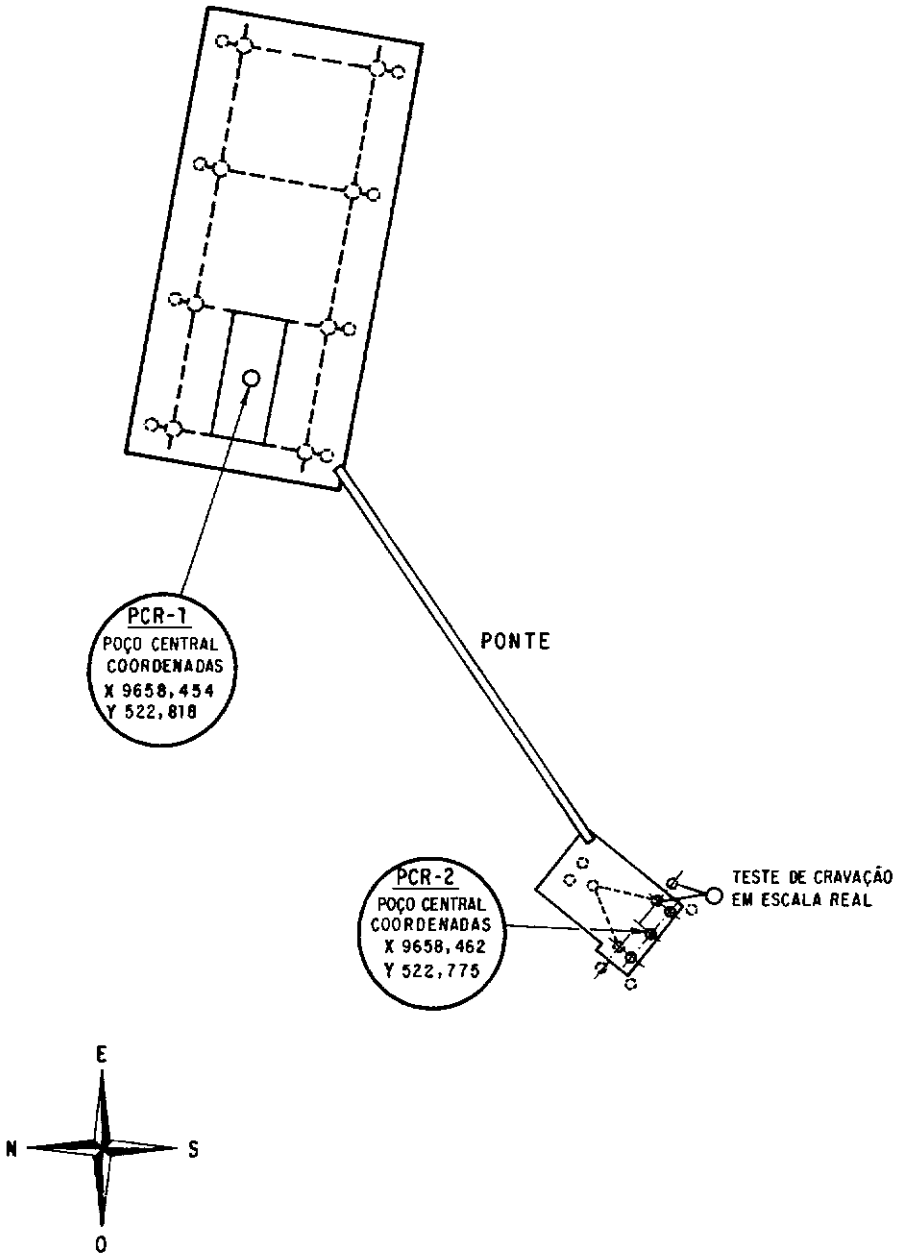


FIGURA IV-37- Localização das Plataformas PCR-1 e PCR-2.

CAMADAS DO SOLO


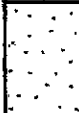









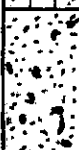
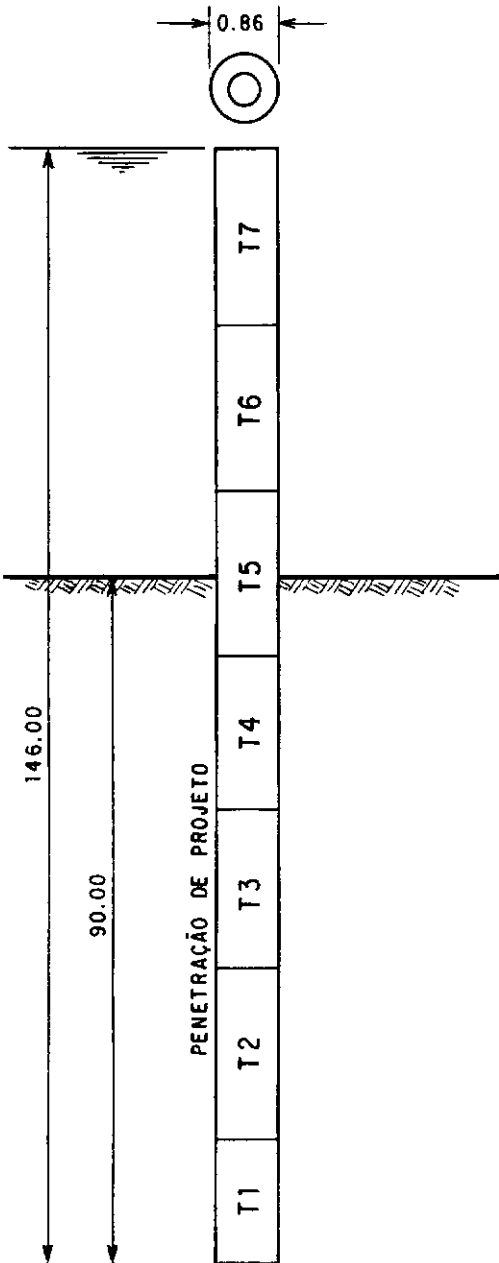
0		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA, CINZA, COMPACTA
2		AREIA CALCÁREA FINA A MÉDIA, QUARTZOSA, CINZA COMPACTA
14		AREIA CALCÁREA FINA A MÉDIA, COM SILTE, CINZA, COMPACTA
15		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA FINA A MÉDIA, COM MICA, COMPACTA
26		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA FINA, COM MICA, COMPACTA
28		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA, FINA A MÉDIA, COM MICA, CINZA AMARRONZADA, MUITO COMPACTA
42		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA, COM MICA, MARRON, MUITO COMPACTA
48		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA, FINA A MÉDIA, COM MICA, COMPACTA
50		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA COM PEDREGULHOS, AMARRONZADA, MUITO COMPACTA
55		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA FINA A MÉDIA, AMARRONZADA, MUITO COMPACTA
63		C O R A L
65		AREIA CALCÁREA QUARTZOSA FINA A MÉDIA, COM MICA, MUITO COMPACTA
80		

FIGURA IV-38-DESCRIÇÃO DO SUBSOLO



	L (m)	L (cm)
T1	14.48	4.4
T2	21.75	4.4
T3	19.90	4.4
T4	21.65	5.1
T5	25.12	5.1
T6	21.50	5.1
T7	21.60	5.1

FIGURA IV-39 - ESQUEMA DA ESTACA

taca se compunha de 7 tramos soldados à medida que a cravação se desenvolvia, com exceção dos tramos T1, T2 e T3 que foram soldados no convés da barca de instalação.

No teste foi utilizado um martelo Vulcan 340 de simples ação (ar ou vapor), tendo sido operado no caso, através de ar comprimido.

O material de "cushion" foi constituído por 18 placas de asbestos de 6.4 mm de espessura por 66 cm de diâmetro.

Durante todo o teste a estaca e o martelo foram completamente instrumentados. Esta instrumentação consistia basicamente de: extensômetros elétricos diretamente colocados na superfície da estaca, destinados a medir a deformação específica no sentido longitudinal; transdutores de força e acelerômetros "IPT"⁺, desenvolvidos para medir forças e acelerações; transdutores de força e acelerômetros "PDI"[‡], destinados a medir forças e acelerações no topo da estaca; células fotoeletrônicas para a medição da velocidade e altura de queda do martelo.

A estaca também foi instrumentada em profundidade, e esta instrumentação consistia de extensômetros elétricos colocados aos pares e acelerômetros junto a cada par, instalados em diversos pontos da estaca ao longo de seu comprimento enterrado. Esta instrumentação foi colocada em caráter permanente.

Os parâmetros do solo e seu perfil de resistência lateral para a análise de propagação de ondas foram deter

+ IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo:

‡ PDI - Pile Dynamics Inc.

minados a partir dos resultados obtidos da monitoração, através de uma análise com o método CAPWAP, GOBLE⁶⁴, NYIAMA⁷⁷.

Os valores obtidos para o deslocamento elástico máximo do solo (comumente chamado de quake) e para o amortecimento estão dados nas tabelas IV.18 e IV.19.

TABELA IV.18 - Valores do deslocamento elástico máximo (quake).

	QUAKE (m)
Atrito Lateral	0.00203
Ponta	0.00203

TABELA IV.19 - Valores do amortecimento de SMITH.

	Amortecimento de SMITH (s/m)
Atrito Lateral	0.59
Ponta	0.59

O perfil de resistência lateral do solo para a resistência total de 4.5 MN se encontra na figura IV.40.

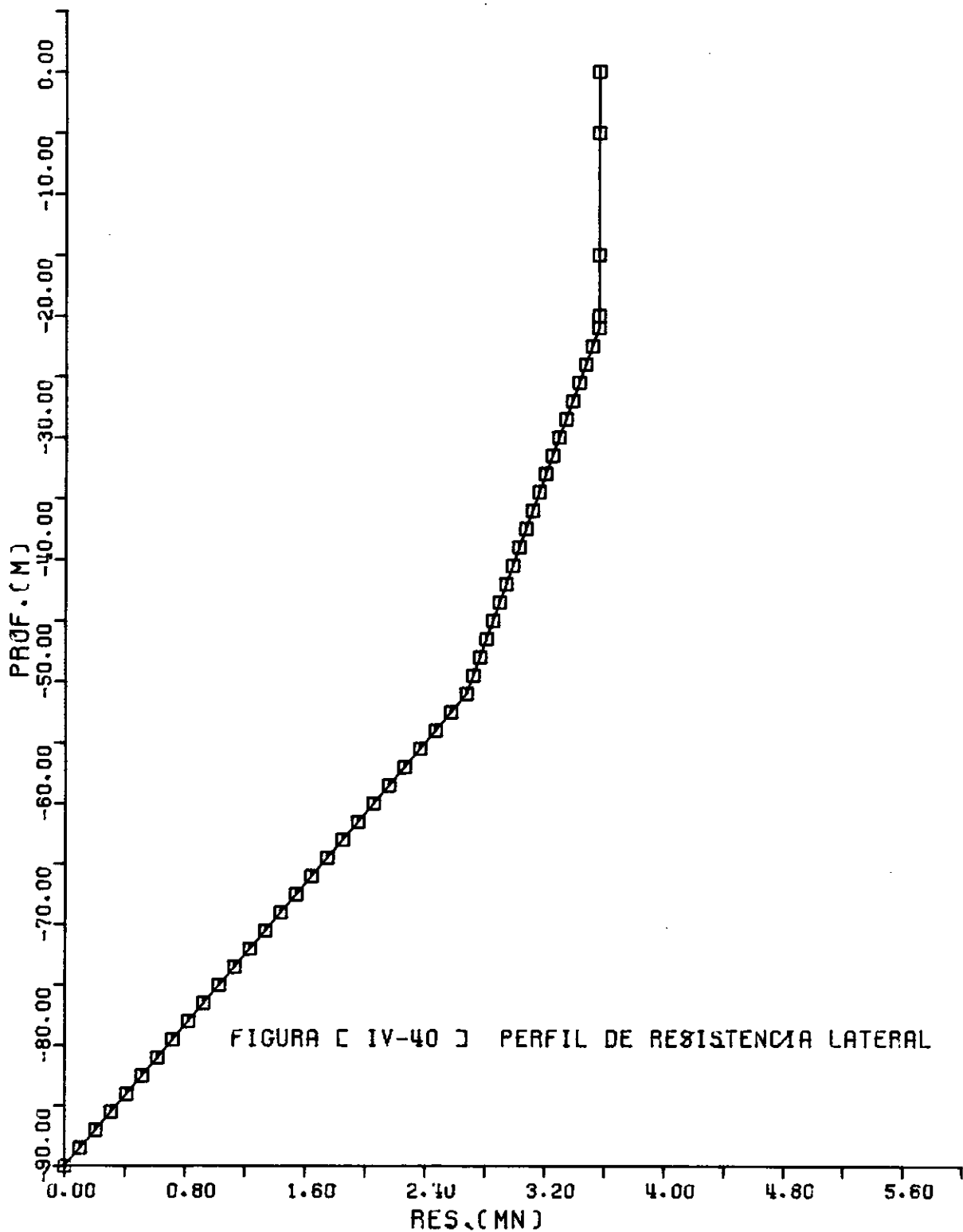
Como foi determinado no teste, o martelo Vulcan 340, que desenvolve uma energia nominal de 163 kNm, operou em níveis de energia entre 54 kNm a 74 kNm.

Procedeu-se então a uma análise de cravabilidade para a penetração final da estaca, assumindo-se para o martelo uma energia de 64 kNm, que corresponde a uma velocidade de

□

RES. TOTAL = 4.448 MN

RES. PONTA = 0.8896 MN



impacto de 3.1 m/s.

O modelo discreto da estaca e do sistema de cravação compreendeu 101 pontos nodais e 100 elementos de tréliça. O sistema de cravação foi simulado por 2 elementos finitos.

A excitação do sistema foi imposta através da prescrição da velocidade de impacto aos dois nós do elemento que simulava o martelo.

Considerou-se também um amortecimento estrutural da estaca de 2% do amortecimento crítico, e um amortecimento do sistema de cravação de $0.3 \text{ MNm}^{-1}\text{s}$, simulado através da aplicação de 2 amortecedores viscosos escalares entre os nós dos 2 elementos finitos que simulam o sistema de cravação.

A análise dinâmica para cada nível de resistência do solo foi efetuada empregando-se o algoritmo de Newton-Raphson modificado, visando-se obter uma solução mais eficiente computacionalmente.

O número de golpes obtido para cada nível de resistência do solo foi determinado utilizando-se o deslocamento permanente da ponta da estaca, obtido da história dos deslocamentos na mesma posição. A figura IV.41 apresenta as histórias dos deslocamentos na ponta da estaca, para cada nível de resistência do solo.

Os resultados obtidos foram então, comparados com aqueles determinados através dos programas TTI⁶² e WEAP⁶³.

A figura IV.42 apresenta o gráfico resistência do solo por número de golpes para cada modelo numérico. Como

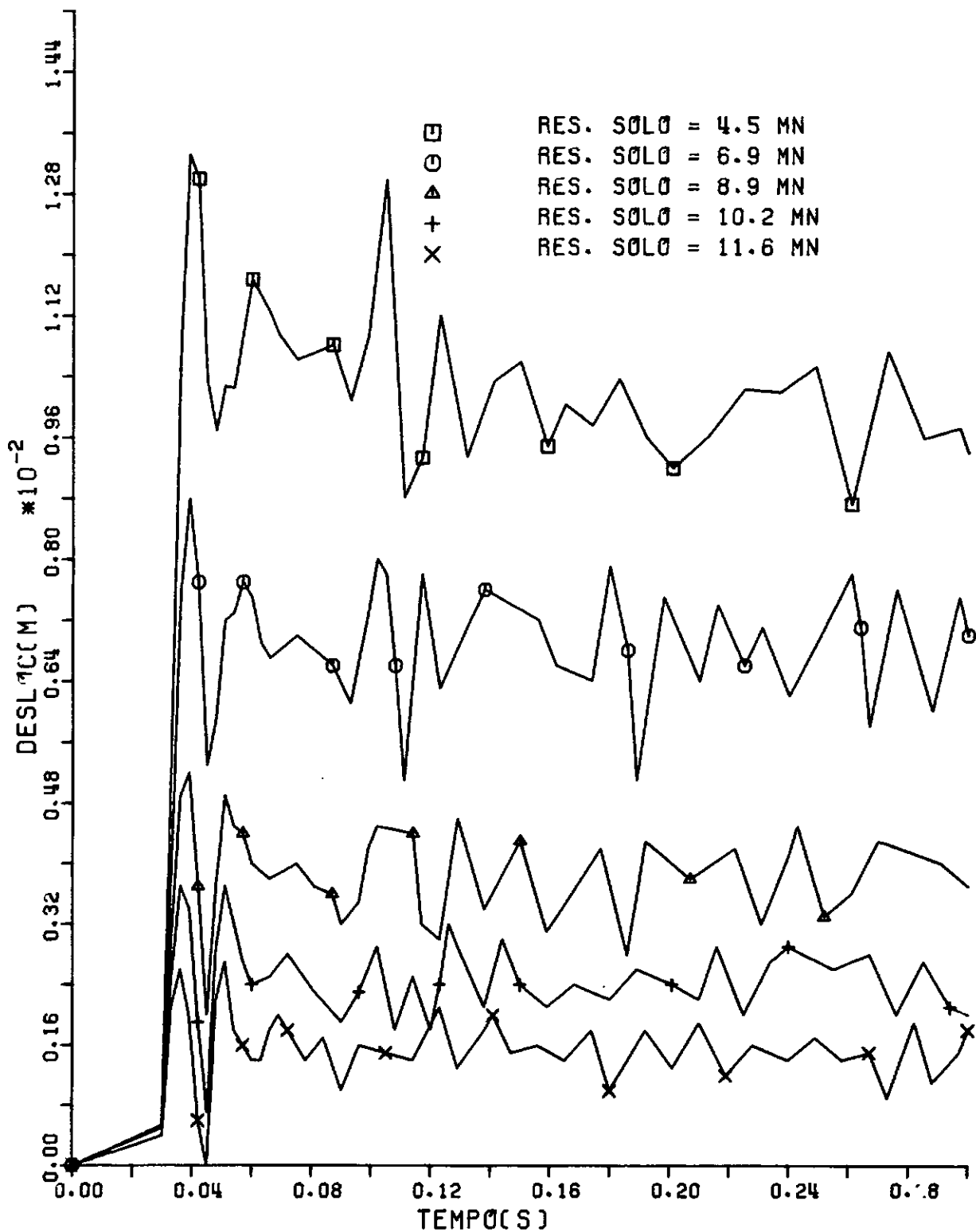


FIGURA [IV-41] RESPOSTA DINAMICA NA PONTA

mo pode ser observado, as 3 curvas mostram uma boa concordância. Porém, deve-se salientar que a solução pelo Método dos Elementos Finitos utilizou um intervalo de tempo da ordem de 3 vezes maior do que os empregados nas outras soluções.

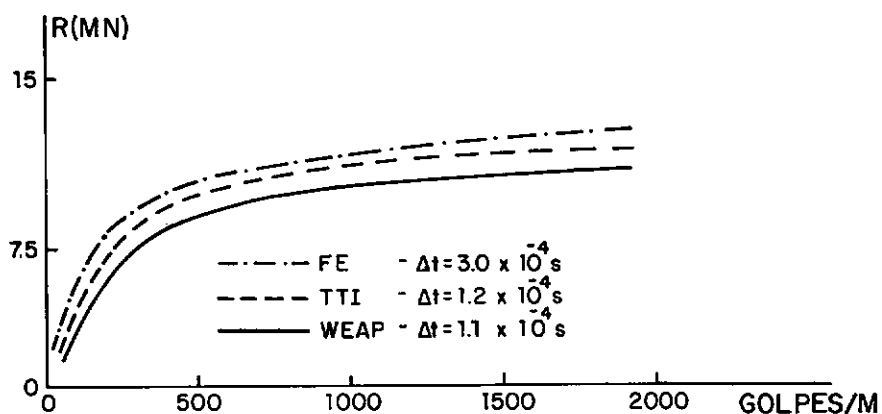


FIGURA IV-42- Resistência por número de golpes

Comparou-se também, as tensões de compressão máximas ao longo da estaca, para cada nível de resistência do solo, estando os resultados desta comparação dados na tabela IV. 20.

Como pode ser visto, todos os modelos numéricos conduzem a tensões da mesma magnitude, indicando novamente uma boa concordância.

Finalmente, como um resultado adicional, a figura IV.43 mostra as forças máximas na estaca para cada nível de resistência do solo.

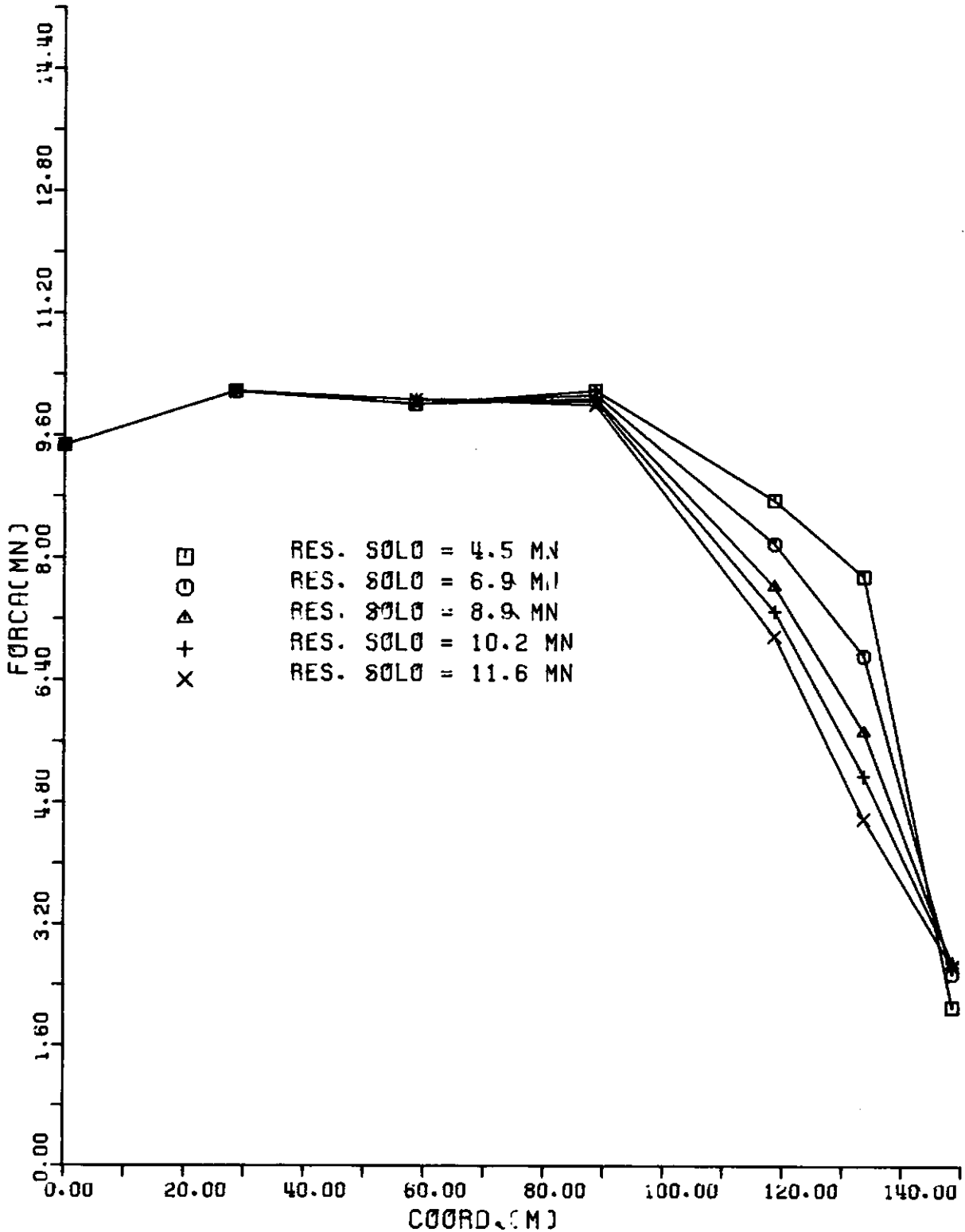


FIGURA [IV-43] ESFORÇOS MÁXIMOS DE COMPRESSÃO NA ESTACA

TABELA IV.20 - Tensões de compressão máximas na estaca.

Resistência do Solo (MN)	TENSÕES MÁXIMAS (MPa)		
	WEAP	TTI	MEF
4.5	75.8	80.3	74.0
6.7	75.8	80.3	73.9
8.9	76.5	80.9	73.9
10.2	77.2	81.3	73.9
11.6	77.2	81.6	73.9

C A P Í T U L O VCONCLUSÕES

O modelo numérico para tratamento da não-linearidade dos apoios discretos, desenvolvido no presente trabalho, mostrou-se capaz de simular adequadamente as propriedades plásticas e viscosas fundamentais dos apoios, tanto em problemas da dinâmica estrutural quanto em problemas de propagação de ondas.

Consequentemente, este trabalho procurou fornecer uma ferramenta de análise que possibilitasse a descrição de diversos problemas dinâmicos de interação solo-estrutura no domínio do tempo, nos quais a estrutura, considerada elástica linear, interage com o solo adjacente, não linear. Tais problemas envolvem a modelagem numérica de:

- (i) Relações constitutivas completas do meio adjacente;
- (ii) Caracterização das propriedades plásticas do meio adjacente, isto é, a formação de laços de histerese e a translação da superfície de escoamento;

(iii) Consideração dos efeitos dependentes do tempo, isto é, a perda ou ganho progressivo de rigidez ao longo dos ci cl os de carregamento e a inclusão do comportamento viscoso.

Além disso, alguns comentários específicos surgem da análise individual de cada tipo de problema de intera ção solo-estrutura apresentado.

Assim, tratando-se primeiramente da determinação da resposta dinâmica de plataformas marítimas metálicas fixas, nas quais o comportamento não-linear se restringe as pri meiras camadas do solo, que é representado por molas não lineares, o emprego deste modelo para a descrição da não linearidade permite uma caracterização mais adequada deste comportamento, pois torna possível a utilização, por exemplo, das curvas PY e TZ da norma API²⁷. Porém, a determinação da resposta dinâmica no domínio do tempo de plataformas deste tipo, que envolvem um número expressivo de graus de liberdade, através da utilização de uma formulação incremental-iterativa, que requer atualizações e triangularizações sucessivas de rigidez, torna-se inviável em casos práticos, restringindo-se somente a solução de modelos sim plificados.

Entretanto, conforme apresentado por EBECKEN⁸⁴,⁸⁵, LANDAU^{7,42,43} e COUTINHO^{44,45}, esta análise pode ser efetua da através de um método que empregue uma transformação de coorde nadas, como por exemplo, o método de superposição modal. Este procedimento reduz acentuadamente o número de equações envolvidas, e, associando-se este método a um algoritmo que considera

os termos não-lineares da matriz de rigidez como pseudo forças, já que a não-linearidade se restringe a uma pequena região do domínio, a avaliação do espectro de frequências do problema de autovalor associado só será efetuada uma única vez.

Por outro lado, sendo as solicitações ambientais a que estão submetidas este tipo de plataforma, de caráter predominantemente aleatório, torna-se mais conveniente, no caso, a determinação da resposta permanente no domínio da frequência, considerando os efeitos não-lineares através de técnicas de linearização, EBECKEN⁸⁵, AYABE⁸⁶. Assim, o modelo numérico de tratamento da não-linearidade do presente trabalho, pode atuar como uma fonte de aferição destas técnicas.

Quanto ao desempenho da formulação aqui desenvolvida na determinação da resposta dinâmica de placas elásticas sobre apoios discretos não-lineares, verificou-se que, como estes apoios estão presentes em todo o domínio, a não-linearidade possui uma influência decisiva na solução de problemas desta natureza.

Desta maneira, a utilização de uma formulação incremental-iterativa torna-se aconselhável. No caso da aplicação apresentada, pode-se dizer que o emprego deste tipo de formulação conduziu a bons resultados, conseguindo-se com elementos finitos baseados na teoria de Kirchhoff resultados semelhantes aqueles determinados através de elementos baseados na teoria de Mindlin. Em todas as situações apresentadas, a formulação incremental-iterativa mostrou-se bastante eficiente, conseguindo soluções para os problemas não-lineares com intervalos de tempo da

ordem de 10% do período fundamental da estrutura.

Além disso, procurou-se avaliar as influências das propriedades reológicas dos apoios discretos, através da consideração da perda progressiva de rigidez dos mesmos, conseguindo-se, também, a caracterização de uma situação na qual observou-se a translação da superfície de escoamento das relações constitutivas dos apoios discretos.

Este tipo de aplicação, a determinação da resposta dinâmica de placas sobre apoios discretos, pode ser encontrada em problemas de fundação de centrais nucleares, sujeitas a diversos tipos de solicitações, como por exemplo, cargas de impacto ou de sismos. Na engenharia offshore, problemas desta natureza se encontram no projeto das sapatas de plataformas auto-elevatórias, que são, geralmente, cascas poliédricas apoiadas diretamente no solo marinho.

Quanto a análise da interação solo-estrutura em estacas isoladas, no contexto da dinâmica estrutural, o emprego do Método dos Elementos Finitos possui a vantagem de unificar os problemas de comportamento axial e lateral. Isto pode ser melhor compreendido se considera-se, por exemplo, uma estaca representada por elementos de treliça e apoios discretos na direção axial, simulando o solo, no caso de um carregamento nesta direção, ou uma estaca modelada por elementos de pórtico e apoios na direção axial e transversal, quando o carregamento for transversal à estaca.

Para estacas submetidas a carregamentos dinâmicos laterais, existem diversos trabalhos, como por exemplo,

EBECKEN⁸⁷, que, através da comparação entre soluções nas quais a estaca e o solo são simulados por meio de elementos finitos bidimensionais ou tridimensionais, com soluções empregando-se elementos de barra para a estaca e molas não-lineares para o solo, indicam que esta última aproximação conduz a resultados semelhantes aqueles determinados através da aproximação mais refinada, com uma maior eficiência computacional.

Recentemente, surgiram trabalhos relacionados a análise dinâmica de estacas submetidas a carregamentos axiais que utilizam aproximações refinadas semelhantes as mencionadas anteriormente, SMITH⁸⁸.

Assim, as comparações existentes entre este tipo de aproximação e aquela que se vale de elementos de barra e molas, também tem indicado resultados satisfatórios do ponto de vista da prática da engenharia.

Desta forma, o emprego de aproximações simples para a análise dinâmica de estacas isoladas tem conduzido, de maneira geral, a bons resultados, considerando-se as limitações próprias a este tipo de simulação.

Entretanto, deve-se salientar que, a solução de problemas desta natureza através de aproximações bidimensionais ou até mesmo tridimensionais, apesar de muito mais custosas do ponto de vista prático, fornecem uma ferramenta muito poderosa para uma melhor compreensão dos fenômenos envolvidos na interação dos dois meios distintos, a estaca e o solo.

Em relação aos problemas de propagação de on

das, representados no presente trabalho por aplicações à cravação de estacas, pode-se dizer primeiramente que, o emprego do Método dos Elementos Finitos na solução de problemas desta natureza é extremamente atraente. Possibilitando, sem dificuldades maiores, a análise de golpes sucessivos do bate-estacas, a determinação da penetração da estaca através da avaliação de seu deslocamento permanente, e, a modelagem do solo, da estaca e do martelo de cravação de uma maneira mais adequada.

Assim, a formulação incremental-iterativa implícita para a integração passo a passo das equações não-lineares de movimento mostrou-se, nos exemplos apresentados, muito eficaz, conduzindo a soluções satisfatórias empregando, devido principalmente a suas características de estabilidade e as propriedades topológicas de problema em questão, intervalos de tempo da ordem de até três vezes aqueles recomendados por formulações clássicas do tipo de SMITH³³. Mas, conforme sugerido por SUTOPO⁷⁵, para problemas lineares, a utilização de algoritmo mistos, do tipo implícito-explicito pode fornecer uma alternativa ainda mais atraente, apesar de ainda se encontrar sem comprovação prática.

Por outro lado, o emprego do Método dos Elementos Finitos na solução desta classe de problemas pode favorecer o estudo de diversos fenômenos ainda pouco conhecidos, tais como, o comportamento do solo durante a cravação, através da utilização de elementos finitos bidimensionais ou mesmo tridimensionais para a modelação do terreno, SMITH^{71,76}, a consideração na análise dinâmica, do solo que penetra no interior de estacas tubulares, durante a cravação, por meio de aproximações bidimensio

nais, SMITH⁷⁶, ou por massas e molas representando o solo no interior da estaca, HEREEMA⁸⁹, ou de problemas de estabilidade dinâmica decorrentes da consideração da não-linearidade geométrica da estaca e da natureza não-conservativa da reação do solo, FISHER⁹⁰, BURGUESS⁹¹, SMITH⁹², efeitos extremamente importantes na cravação de condutores curvos para a produção de petróleo.

Finalmente, a utilização do modelo numérico para o tratamento da não-linearidade desenvolvido no presente trabalho, fornece ainda, devido a sua capacidade de representar as propriedades plásticas de qualquer relação constitutiva simétrica em relação à origem, uma ferramenta poderosa na pesquisa das relações constitutivas adequadas para solos calcáreos, que são encontrados em largas extensões da plataforma continental brasileira. Isto pode ser feito através do estabelecimento de correlações entre resultados obtidos experimentalmente ou colhidos diretamente no local de instalação das estacas, com aqueles determinados numericamente. Mais precisamente, em relação as características dos solos calcáreos durante a cravação, existem diversas plataformas instaladas no Brasil, em solos deste tipo, principalmente no Nordeste, MEDEIROS Jr.⁸¹, cujas estacas tiveram suas instalações instrumentadas segundo técnicas que se valem dos princípios de propagação de ondas, NIYAMA⁷⁷, as quais podem fornecer um excelente banco de dados para o estabelecimento de correlações, possibilitando um estudo efetivo dos problemas desta natureza.

B I B L I O G R A F I A

- (1) DYM, C.L., SHAMES, I.H., "Solid Mechanics: A Variational Approach", McGraw-Hill, 1973.
- (2) MALVERN, L.E., "Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium", Prentice-Hall, N.J., U.S.A., 1969.
- (3) ZIENKIEWICZ, O.C., "The Finite Element Method", McGraw-Hill, 1977.
- (4) FERRANTE, A.J., "The Finite Element Technique", Edição UFRGS, Porto Alegre, 1978.
- (5) BATHE, K.J., "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., U.S.A., 1982.
- (6) SMITH, I.M., "Programming the Finite Element Method with Application to Geomechanics", John Wiley, 1982.
- (7) LANDAU, L., "Comportamento Não-Linear de Estruturas pelo Método de Superposição Modal", Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1983.

- (8) OWEN, D.R.J., HINTON, E., "Finite Elements in Plasticity, Theory and Practice", Pineridge Press, Swansea, U.K., 1980.
- (9) EBECKEN, N.F.F., "LORANE-NL - Uma Linguagem Orientada à Análise Estrutural Não-Linear", Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1977, publicação PTS 15-77.
- (10) EBECKEN, N.F.F., Notas de aula da cadeira - Análise Avançada de Estruturas", COPPE/UFRJ, 1982.
- (11) BATHE, K.J., "ADINA - A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis", Relatório 82448-1, MIT, 1978.
- (12) STRICKLIN, J.A., HAISLER, W.E., "Formulation and Solution Procedures for Nonlinear Structural Analysis", Computer & Structures, Vol. 7, pp. 125-136, 1977.
- (13) WILSON, E.L., "Numerical Methods for Dynamic Analysis", Capítulo 6 em Numerical Methods in Offshore Engineering (Zienkiewicz e Stagg editores) McGraw-Hill, 1978.
- (14) LEAL TOLEDO, R.C.P., "Um Estudo sobre Métodos de Integração Direta para a Análise Dinâmica Não-Linear de Estruturas", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1983.
- (15) BATHE, K.J., CIMENTO, A.P., "Some Practical Procedures for the Solution of Nonlinear Finite Element Equations", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 22, pp. 59-85, 1980.

- (16) BATHE, K.J., "Finite Element Formulation, Modeling and Solution of Nonlinear Dynamic Problems", em Numerical Methods for Partial Differential Equations", Academic Press, PS-1-40, 1979.
- (17) NAYAK, G.C., ZIENKIEWICZ, O.C., "Elasto-plastic Stress Analysis . A Generalization for Various Constitutive Relations including Strain Softening". International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 5, pp. 113-135, 1972.
- (18) LANDAU, L., "Análise de Grandes Deformações e Plasticidade por meio de Elementos Finitos Isoparamétricos", Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, 1976.
- (19) ZIENKIEWICZ, O.C., NAYAK, G.C., OWEN, D.R.J., "Composite and 'Overlay' Models in Numerical Analysis of Elasto-plastic Continua". International Symposium on Foundations of Plasticity. Varsóvia, Polônia, setembro 1972.
- (20) OWEN, D.R.J., PRAKASH, A., ZIENKIEWICZ, O.C., "Finite Element Analysis of Nonlinear Composite Materials by Use of Overlay Systems", Computer & Structures, Vol. 4, pp. 1251-1267, 1974.
- (21) OWEN, D.R.J., PANDE, G.N., ZIENKIEWICZ, O.C., "Overlay Models in Time-Dependent Nonlinear Material Analysis", Computer & Structures, Vol. 7, pp. 435-443, 1977.

- (22) MATLOCK, H., CHAN, J.H.C., "A Discrete Element Method for Transverse Vibrations of Beam-Columns Resting on Linearly Elastic or Inelastic Supports, 5^a Annual Offshore Technology Conference, Houston, USA, paper OTC 1941, 1973.
- (23) MATLOCK, H., FOO, S.H.C., "Analysis of Driving of Foundations Piles", 9^a Annual Offshore Technology Conference, Houston, USA, paper OTC 1842, 1977.
- (24) FOO, S.H.C., "Analysis of Driving of Foundations Piles", Tese de M.Sc., University of Texas at Austin, USA, 1978.
- (25) MATLOCK, H., FOO, S.H.C., BRYANT, L.M., "Simulation of Lateral Pile Behavior under Earthquake Motion", Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Speciality Conference, Pasadena, USA, Vol. II, pp. 600-619, 1980.
- (26) MATLOCK, H., FOO, S.H.C., "Axial Analysis of Piles Using a Histeretic and Degrading Soil Model", em Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, Londres, pp. 127-133, 1980.
- (27) API RP-2A - "Recommended Practice for Planning Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", 13^a Edição, 1982.
- (28) SONZOGNI, V.E., "Modelado del Comportamiento Histerético en la Respuesta Transiente de Estructuras Inelásticas", Anais do III Congresso Latino-Americano so-

bre Métodos Computacionais para Engenharia, pp. 2-21, Buenos Aires, Argentina, maio 1982.

- (29) DESAI, C.S., CHRISTIAN, J.T., "Constitutive Laws for Geologic Media", em Numerical Methods in Geotechnical Engineering, eds. C.S.Desai e J.T.Christian, McGraw-Hill, 1977.
- (30) COUTINHO, A.L.G.A., LANDAU, L., "A Consideração da Dissipação de Energia devido a Interação Solo-Estrutura na Resposta Dinâmica de Plataformas Fixas Offshore", Revista Brasileira de Engenharia, Vol. 1, nº 1, pp. 35-54, 1982.
- (31) LIMA, E.C.P., "LORANE-DINA, Uma Linguagem orientada para a Análise Dinâmica de Estruturas", Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, 1977.
- (32) RUBINSTEIN, M.F., HURTY, W.C., "Dynamics of Structures", Prentice-Hall, India, 1967.
- (33) SMITH, E.A.L., "Pile Driving by the Wave Equation", Transactions ASCE, Vol. 127, parte I, pp. 1145-1171, 1962.
- (34) GOBLE, G.G., RAUSHE, F., MOSES, F., "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, nº SM9, paper 9220, pp. 917-937, 1972.
- (35) LITKOUHI, S., POSKITT, T.J., "Damping Constants for Pile Driveability Calculations", Geotechnique, 30, nº 1,

pp. 77-86, 1980.

- (36) FOREHAND, P.W., REESE, J.L., "Prediction of Pile Capacity by the Wave Equation", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM2, paper 3820, pp. 1-25.
- (37) PERZYNA, P., "Fundamental Problems in Viscoplasticity", Advances in Applied Mechanics, Vol. 9, pp. 243-377, 1966.
- (38) CORMEAU, I.C., ZIENKIEWICZ, O.C., "Visco-Plasticity-Plasticity and Creep in Elastic Solids-A Unified Numerical Solution Approach", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 8, pp. 821-845, 1974.
- (39) ZIENKIEWICZ, O.C., HUMPHESON, C., LEWIS, R.W., "A Unified Approach to Soil Mechanics Problems (Including Plasticity and Visco-Plasticity)", in Finite Elements in Geomechanics, ed. G. Gudehus, capt. 4, 1977.
- (40) TELLES, J.C.F., "The Boundary Element Method Applied to Inelastic Problems", Lectures Notes in Engineering, Springer-Verlag, 1983.
- (41) KACHANOV, L.M., "Fundamentals of the Theory of Plasticity", Ed. Mir, Moscou, 1974.
- (42) LANDAU, L., EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., FERRANTE, A. J., "A Comparison of Numerical Integration Methods

for Dynamic Analysis of Offshore Structures Supported on Pile Foundations", em Offshore Engineering, Vol. III, eds., F.L.L.B.Carneiro, A.J.Ferrante, R.C.Batista, Pentech Press, pp. 223-238, 1981.

- (43) LANDAU, L., EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., "Comparação de Métodos de Superposição Modal para Análise Dinâmica Não-Linear", Anais das 21^{as} Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Vol. III, pp. 18-30, Rio de Janeiro, 1981.
- (44) COUTINHO, A.L.G.A., LANDAU, L., EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., "Análise Dinâmica da Interação Solo-Estrutura de Plataformas Fixas", Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Estruturas, Vol. 3, nº 1.
- (45) COUTINHO, A.L.G.A., LANDAU, L., EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., "Comportamento Dinâmico Não-Linear de Estruturas Offshore", Anais do 4º Congresso Latino-Americano sobre Métodos Computacionais para Engenharia, artigo F-24, Santiago, Chile, 1983.
- (46) TAMAGNA, A., BIGNON, P.G., "Análise Dinâmica de Placas Elásticas sobre apoios Discretos Não-Lineares", Anais das 21^{as} Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Vol. III, pp. 590-613, Rio de Janeiro, Brasil, 1981.
- (47) LANDAU, L., "The User's Manual for the RGCP Element", COPPETEC/UFRJ.

- (48) GROEHS, A.G., "Um Estudo de Tensões e Deformações em Folhas Poliédricas utilizando o Método dos Elementos Finitos", Tese de M.Sc., UFRGS, 1975.
- (49) PRZEMINIECKI, J.S., "Theory of Matrix Structural Analysis", McGraw-Hill, 1968.
- (50) OWEN, D.R.J., HINTON, E., "Finite Element Programming", Academic Press, London, UK, 1977.
- (51) CEB - Bulletin d'Information 160 et 160 bis, "Model Code for Seismic Design of Concrete Structures", outubro 1983.
- (52) JACOB, B., "Um Sistema Computacional para a Análise de Cascas de Revolução com Irregularidades Localizadas", Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, 1983.
- (53) COUTINHO, A.L.G.A., LANDAU, L., EBECKEN, N.F.F., LIMA, E. C.P., "Estudo da Cravabilidade de Estacas Offshore pelo Método dos Elementos Finitos", Anais do 4º Congresso Latino-Americano sobre Métodos Computacionais para Engenharia, artigo F-25, Santiago, Chile, 1983.
- (54) GOBLE, G.G., RAUSHE, F., LIKINS, G.E., "The Analysis of Pile-Driving - A State of the Art", Anais do 1º International Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, pp. 131-159, Estocolmo, 4-5 junho 1980.

- (55) NAKAO, R., "Análise da Cravação de Estacas pela Equação da Onda", Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, 1981.
- (56) BOWLES, J.F., "Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering", McGraw-Hill Kogakusha, 1974.
- (57) BOWLES, J.F., "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill Kogakusha, 1977.
- (58) COYLE, H.M., LOWERY Jr., L.L., HIRSCH, T.J., "Wave Equation Analysis of Piling Behavior", em Numerical Methods in Geotechnical Engineering, eds., C.S.Desai e J.T. Christian, McGraw-Hill, 1977.
- (59) LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V., "Soil Mechanics, SI Version", John Wiley & Sons, 1979.
- (60) SAMSON, C.H., HIRSCH, T.J., LOWERY Jr., L.L., "Computer Study of Dynamic Behavior of Piling", ASCE, Journal of Structural Division, ST4, 3508, pp. 413-449, agosto 1963.
- (61) FRITZ, P., "Modelling Rheological Behavior of Rock", Proc. of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. (Z.Eisenstein), Edmonton, Canada, pp. 139-150, 1982.
- (62) HIRSCH, T.J., CARR, L., LOWERY Jr., L.L., "Pile Driving Analysis by the Wave Equation, TTI Program User's Manual", Texas Transportation Institute, Texas A & M University, USA, Foundation Project 3252, Vols. 1-4, 1976.

- (63) GOBLE, G.G., RAUSHE, F., "Wave Equation Analysis of Pile Driving - WEAP Program User's Manual", Goble & Associates, DOT-FH-11-8830, Vols. 1-4, 1976.
- (64) GOBLE, G.G., RAUSHE, F., "Pile Driveability Predictions by CAPWAP", em Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, Londres, pp. 29-36, 1980.
- (65) URZUA, A., HEDBERG, J., RODRIGUEZ, J.I., MARR, W.A., "Foundation Design for Offshore Structures", MIT/INTEVEP Offshore Development Program, Relatório R78-41, Soil Publication 609, dezembro 1978.
- (66) MATLOCK, H., "Various Aspects of Soil-Structure Interaction as Related to Offshore Drilling Platforms", Conferência apresentada no 1º Indian Conference in Ocean Engineering, Madras, India, 18-20 fevereiro 1981.
- (67) MATLOCK, H., LAM, I., "Design of Pile Foundations", International Symposium on Marine Soil Mechanics, Cidade do México, fevereiro 1980.
- (68) McCLELLAND, B., FOCHT, J.A., EMRICH, W.J., "Problems in Design and Installation of Offshore Piles", ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM6, 5913, pp. 1491-1515, novembro 1969.
- (69) McCLELLAND, B., "Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, GT7, pp. 709-747, julho 1974.

- (70) SMITH, I.M., "Transient Phenomena of Offshore Foundations", em Numerical Methods in Offshore Engineering, eds. Zienkiewicz & Stagg, MacGraw-Hill, 1978.
- (71) SMITH, I.M., "A Survey of Numerical Methods in Offshore Piling", em Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, Londres, pp. 1-8, 1980.
- (72) COUTINHO, A.L.G.A., LANDAU, L., EBECKEN, N.F.F., "Pile Driving by the INPLA System", Brazil Offshore'83, Rio de Janeiro, setembro de 1983.
- (73) CLOUGH, R.W., PENZIEN, "Dynamics of Structures", McGraw-Hill Kogakusha, 1975.
- (74) DAVIS, R.O., PHELAN, P.J., "Numerical Approximations in Pile-Driving Analysis", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 2, pp. 303-310, 1978.
- (75) SUTOPO, S., "Explicit and Implicit Time Integration of Wave Propagation Problems", Tese de M.Sc., MIT, USA, 1978.
- (76) SMITH, I.M., "Numerical Analysis of Deep Foundations", em Numerical Methods in Geomechanics, anais do NATO Advanced Study Institute, Universidade do Minho, Portugal, pp. 187-201, 1981.
- (77) NIYAMA, S., ROCHA, J.L.R., MARTINS, J.A.A., MEDEIROS Jr., C.J., PORTO, E.C., "Técnicas de Monitoração e de Análise da Cravação Dinâmica de Estacas", VII Con-

gresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda, Recife, 1982.

- (78) COUTINHO, A.L.G.A., LANDAU, L., LIMA, E.C.P., EBECKEN, N. F.F., "Numerical Simulation of Pile Driving by Finite Elements: Some Applications on Brazilian Coast", 2nd International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Estocolmo, maio 1984.
- (79) PETROBRÁS S.A. "Instrumentação e Monitoração do Teste de Cravação de uma Estaca junto à Plataforma PCR-2 em Curimã, Fortaleza", Relatório nº 16390, janeiro 1982.
- (80) MEDEIROS Jr., C.J., RODRÍGUEZ, S.G.H., "Monitoring Driven Piles of PCR-1 Platform", Brasil Offshore'83, Rio de Janeiro, setembro 1983.
- (81) MEDEIROS Jr., C.J., SARKIS, M.M.R., PORTO, E.C., REGAL, S. R., "Comportamento do Solo Calcáreo durante a Cravação de Estacas", I Simpósio Nordeste sobre Estruturas Offshore, Recife, novembro 1983.
- (82) NIYAMA, S., BON, W., MARTINS, J.A.A., ROCHA, J.L.R., MÜLLER, M., MEDEIROS Jr., C.J., "Instrumentação e Monitoração do Teste de Cravação de uma Estaca em Solo Calcáreo na Bacia de Curimã, Ceará", VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda, Recife, 1982.

- (83) LANDAU, L., LIMA, E.C.P., EBECKEN, N.F.F., ELLWANGER, G.B., "Relatório Final de Desenvolvimento de Recursos Computacionais para Análise Dinâmica de Estruturas Offshore - Programa DINAP", projeto COPPETEC ET-15108, COPPE/UFRJ, 1981.
- (84) EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., "Dynamic Analysis of Fixed Offshore Structures on the Brazilian Coast", INTERMARITEC, pp. 17-29, Hamburgo, Setembro, 1982.
- (85) EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., "Evaluation of Numerical Models for the Soil-Structure Interaction on Offshore Structures", International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zürich, pp. 447-452, Setembro, 1982.
- (86) AYABE, C., "A Técnica da Linearização Equivalente no Cálculo da Resposta Permanente de Plataformas Marítimas", Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, 1983.
- (87) EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., COSTA, A.M., "Análise Dinâmica Linear e Não-Linear da Interação Solo-Estrutura em Plataformas Fixas", Anais das 21^{as} Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, vol. III, pp. 190-203, Rio de Janeiro, 4-9 de maio de 1981.
- (88) SMITH, I.M., CHOW, Y.K., "Static/Dynamic Analysis of an Axially Loaded Pile", Proceedings of the 4th Interaction Conference in Numerical Methods in Geomechanics, Z. Eisenstein, editor, vol. 2, pp. 819-824, Edmonton, Canada, 1982.

- (89) HERREMA, E.P., DE JONG, A., "An Advanced Wave Equation Computer Program which Simulates Dynamic Pile Plugging", em Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, Londres, pp. 37-42, 1980.
- (90) FISHER, F.J., "Driving Analysis for Initially Curved Marine Conductors", 7th Annual Offshore Technology Conference, Houston, paper OTC2309, 1975.
- (91) BURGUESS, I.W., "Analytical Studies of Pile Wandering during Installation", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 3, pp. 49-62, 1979.
- (92) SMITH, I.M.; "Discrete Element Analysis of Pile Instability", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 3, pp. 205-211, 1979.

A P Ê N D I C E I

DEFINIÇÃO DO CARREGAMENTO APLICADO

No presente trabalho, a excitação dinâmica de um sistema estrutural pode ser definida de duas formas distintas. Primeiramente, por meio de velocidades prescritas no instante inicial a diferentes nós do sistema estrutural, que é uma forma de se representar cargas de impacto. Em seguida, através de um carregamento transiente, expresso por uma função força x tempo.

i) - *Velocidade Inicial Prescrita.*

Impõe-se para $t = 0$, uma velocidade em alguns (ou todos) os nós da estrutura, ou seja,

$${}^0\dot{\underline{u}} = \underline{v} \quad (1)$$

onde \underline{v} é o vetor de velocidades prescritas.

Assim, a equação (II-2) escrita para $t = 0$ torna-se:

$$M \cdot {}^0\ddot{\underline{u}} + \underline{C} \cdot \underline{v} = {}^0\underline{R} \quad (2)$$

Como o vetor de velocidades é conhecido e assumindo-se que no instante inicial não existiam cargas aplicadas ($\underline{\overset{0}{R}} = \underline{0}$), tem-se;

$$\underline{M} \cdot \underline{\overset{0}{\ddot{u}}} + \underline{C} \cdot \underline{\overset{0}{v}} = \underline{0} \quad (3)$$

o que implica na determinação das acelerações iniciais correspondentes às velocidades prescritas de forma que o equilíbrio dinâmico seja satisfeito no instante inicial.

ii) - *Carga Transiente.*

A forma mais geral de um carregamento dinâmico é aquela em que existem cargas atuantes em cada grau de liberdade da estrutura e variando de maneira diversa com o tempo. Porém, o caso mais freqüente consiste num carregamento dinâmico obtido pela soma de diversas parcelas, formadas por um grupo de graus de liberdade associados à uma mesma função.

Neste trabalho, da mesma forma que os sistemas DINAP⁸³ e LORANE-DINA³¹ permite que o vetor de cargas transientes $\underline{\overset{t+\Delta t}{R}}$ seja obtido pela soma de n parcelas $\underline{\overset{t+\Delta t}{P}}_k$. Assim, tem-se:

$$\underline{\overset{t+\Delta t}{R}} = \sum_{k=1}^n S_k \underline{\overset{t+\Delta t}{P}}_k \quad (4)$$

sendo S_k um fator que indica a proporção de cada parcela utilizada na composição do vetor $\underline{\overset{t+\Delta t}{R}}$.

As parcelas $\underline{\overset{t+\Delta t}{P}}_k$ poderão ser especificadas por:

$$P_k^j = A_j^{i(k)} \cdot F_{m(k)} (t - \tau_j^{l(k)})$$

$j = 1, 2, \dots$ nº de graus de liberdade

sendo $A_j^{i(k)}$ a amplitude da parcela P_k^j e τ_j^ℓ a defasagem no tempo.

Estes coeficientes $A_j^{i(k)}$ e $\tau_j^\ell(k)$ são associados a cada grau de liberdade j e são identificados pelas variáveis $i(k)$ e $\ell(k)$ respectivamente, podendo também, serem referenciados por mais de uma parcela $P_{\sim k}$.

$F_{m(k)}(t, \tau)$ é uma função do tempo, cujo valor é obtido por interpolação linear dos pontos fornecidos.

Analogamente aos coeficientes $A_j^{i(k)}$ e $\tau_j^\ell(k)$, cada função é identificada pela variável $m(k)$, podendo portanto, ser referenciada por mais de uma parcela.