

UMA ANÁLISE NÃO-LINEAR DE FUNDAÇÕES NO
ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

ESTER GENUNCIO DIAS DE CARVALHO

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 EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:

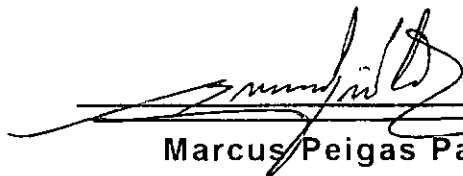


Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Ph.D.

Presidente



Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.



Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ -BRASIL

ABRIL DE 1996

CARVALHO, ESTER GENUNCIO DIAS DE

UMA ANÁLISE NÃO-LINEAR DE FUNDAÇÕES NO ESTUDO DA
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

(Rio de Janeiro) Abril de 1996.

xi,98p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1996)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1- Interação Solo-Estrutura 2- Análise Não-linear de Fundações

I- COPPE/UFRJ

II- Título

Dedico esta tese a todos os que moram e vivem a perambular pelas ruas do nosso país e que esperam de nós, homens de bem, o dia da justiça. Àqueles que, para o privilégio de poucos, perderam o direito de pertencer.

E ainda que este dia não chegue totalmente através de nós, cabe-nos a resposta do colibri ao tentar apagar o incêndio: a pequena contribuição na luta por uma sociedade mais justa. O ouvir e praticar a palavra do mestre que diz: "Ama a teu próximo como a ti mesmo".

Talvez aí se esconda todo mistério da vida, em que amando serei amado e abrindo mão dos próprios interesses encontrarei outros melhores ainda, e quem sabe, encontre a mim mesmo.

AGRADECIMENTOS

A Deus, Senhor de todas as coisas no qual todas as coisas existem e se movem e que tornou possível este trabalho. A Ele toda honra.

Aos meus pais e irmãos pelo amor, paciência e compreensão.

Ao Professor Paulo Eduardo Lima de Santa Maria pela orientação e amizade valiosas, especialmente nos últimos meses.

Ao engenheiro M.Sc. Cláudio Cruz Nunes pela atuação imprescindível no auxílio para o desenvolvimento do programa.

Ao Professor Gilberto Bruno Ellwanger (COPPE Civil-Estruturas) pela utilização do programa PILEMICRO.

À Flávia Santa Maria e Nataniel pela revisão do texto e sugestões.

Ao aluno de iniciação científica Luciano Garcia pelo prestativo auxílio na elaboração dos gráficos.

Ao desenhista Luiz de França Vieira Neto pela confecção dos desenhos.

Aos funcionários do laboratório de Geotecnia da COPPE, principalmente, Ricardo Gil, Eduardo Paiva, Glória, Rosângela, Antônio Jorge e Hélcio pelo apoio e amizade.

A todos os colegas de mestrado dos quais cito

alguns: Prepredigna, Cláudia, Tathiane, Denise, Flávia, Valdir, Osvangivaldo, Márcia, Teresa, Francisca, Nelson, Digna.

Aos amigos 'notáveis': Gládys, Simone, Aneliane, Raquel, Wanda, Enilse, Heraldo, Rogério , Leila, Luis Américo, Marcos Paulo, Oscar pelas orações, amizade e companheirismo (Sl. 16:3).

À galera da ABU, Aliança Bíblica Universitária, pelos anos de militancia, amizade e convívio significativos.

À amiga Angela que nos últimos dias emprestou seu computador, sua casa e sua amizade para a realização deste trabalho.

Aos funcionários da Biblioteca.

À Escola de Engenharia da UFRJ e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da COPPE, que proporcionaram a minha formação acadêmica.

Ao CNPq pelo apoio financeiro através da bolsa de pesquisa e apoio à COPPE.

À FAPERJ pela bolsa oferecida.

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

UMA ANÁLISE NÃO-LINEAR DE FUNDAÇÕES NO ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Ester Genuncio Dias de Carvalho

Abril, 1996

Orientador: Paulo Eduardo Lima de Santa Maria

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho tem por objetivo o estudo da interação solo-estrutura, utilizando o método dos deslocamentos para análise de estruturas reticuladas, considerando suas vantagens e limitações para uma maior aplicabilidade em projetos de Engenharia. Para este estudo foi desenvolvido um programa de análise de estruturas reticuladas do tipo pórtico plano, cuja fundação é representada por molas que, através de iterações sucessivas, representam o comportamento não-linear da fundação segundo a curva hiperbólica de três-parâmetros.

São apresentadas as seguintes aplicações: um pórtico plano de vários pavimentos com uma de suas fundações excêntrica, uma estaca isolada carregada transversalmente e uma análise paramétrica do comportamento de uma estrutura com fundação geometricamente excêntrica. Através desta análise, é possível demonstrar algumas vantagens da consideração do comportamento não-linear da fundação e as limitações da simplificação do comportamento linear.

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

**A NON-LINEAR ANALYSIS OF FOUNDATIONS IN
THE STUDY OF THE SOIL-STRUCTURE
INTERACTION**

Ester Genuncio Dias de Carvalho

APRIL, 1996

Thesis Supervisor: Paulo Eduardo Lima de Santa Maria

Department: Civil Engineering

The aim of this Thesis is the study of soil-structure interaction using the displacement method to analyse reticulated structures, considering its advantages and limitations with regard to a better applicability in engineering design. A reticulated structure analysis program has been developed for plane frames which supports represented by non-linear springs modelling the non-linear behavior of the foundation by means of interactive process.

It has been carried out analysis of two cases of practical interest and a parametric study of a typical structure with eccentric foundation.

The advantage of the non-linear foundation model becomes apparent from the results of the analysis presented in this work.

SIMBOLOGIA

| | |
|---------------------|---|
| [\underline{d}] | vetor de deslocamentos |
| [d] | diâmetro ou largura da estaca |
| [e] | excentricidade; distância |
| [E] | módulo de elasticidade |
| [\underline{f}] | matriz de flexibilidade |
| [f] | flexibilidade de um elemento |
| [F] | força |
| [f_{ck}] | resistência característica à compressão do concreto |
| [γ] | peso específico do solo |
| [I_c] | momento de inércia à flexão de cintas |
| [I_p] | momento de inércia à flexão de pilares |
| [I_v] | momento de inércia à flexão de vigas |
| [k_h] | módulo de reação lateral do solo |
| [k_p] | empuxo passivo do solo |
| [K_{st}] | módulo de reação lateral para uma placa quadrada |
| [L] | comprimento |
| [n] | índice empírico |
| [n_h] | coeficiente de reação lateral do solo |
| [P] | força |
| [p] | tensão do solo |
| [p_u] | tensão lateral última |
| [Q] | carga de ensaio da estaca |
| [Q_{ult}] | carga de ruptura da estaca |
| [ρ] | deslocamento do solo |
| [σ'_v] | tensão efetiva vertical do solo |
| [\underline{S}] | matriz de rigidez |
| [s] | rigidez de um elemento |

| | |
|-----------|---------------------------------|
| [s_u] | resistência não-drenada do solo |
| [w] | recalque causado pela carga Q |
| [x] | variável |
| [xy] | sistema de coordenadas local |
| [XY] | sistema de coordenadas global |
| [y] | variável |
| [z] | profundidade, comprimento |

ÍNDICE

| | |
|---|-----------|
| I - INTRODUÇÃO | 1 |
| CAPÍTULO II - O MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS | 5 |
| II.1-O MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS NA ANÁLISE DE ESTRUTURAS RETICULADAS | 5 |
| II.2-PRINCÍPIO DA SUPERPOSIÇÃO DE EFEITOS | 7 |
| II.3-SISTEMA DE REFERÊNCIA | 7 |
| II.4-DESLOCAMENTOS NODAIS | 8 |
| II.5-CONDIÇÕES DE CONTORNO | 10 |
| CAPÍTULO III - ALGUNS ASPECTOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA..... | 12 |
| III.1-INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA ESTRUTURA E FUNDAÇÃO NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA | 13 |
| III.2-INFLUÊNCIA DA ALTURA NA RIGIDEZ DA ESTRUTURA | 14 |
| III.3-INFLUÊNCIA DA EXCENRICIDADE DA FUNDAÇÃO NO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA | 15 |
| III.4-ESTACAS | 16 |
| <i>III.4.1-ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE</i> | <i>17</i> |
| <i>III.4.2-CRITÉRIO PARA INTERPRETAÇÃO DE PROVA DE CARGA EM ESTACAS CARREGADAS VERTICALMENTE.....</i> | <i>29</i> |
| CAPÍTULO IV - O MODELO NÃO-LINEAR E O DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA.... | 32 |
| IV.1-MODELOS NÃO-LINEARES..... | 32 |
| IV.2-REPRESENTAÇÃO DA NÃO-LINEARIDADE DO SOLO..... | 33 |
| IV.3-A HIPÉRBOLE DE TRÊS-PARÂMETROS | 36 |
| IV.4-O PROGRAMA | 40 |
| <i>IV.4.1-O MODELO NÃO-LINEAR NO ESTUDO DE ESTRUTURAS RETICULADAS.....</i> | <i>41</i> |
| <i>IV.4.2-MÉTODO DA SECANTE</i> | <i>44</i> |
| <i>IV.4.3-PROGRAMA PRINCIPAL</i> | <i>45</i> |
| <i>IV.4.4-SUBROTINAS.....</i> | <i>47</i> |
| CAPÍTULO V - ESTUDO DE CASOS | 50 |
| V.1-PÓRTICO PLANO DE UM EDIFÍCIO COM EXCENRICIDADE NA FUNDAÇÃO DE UM PILAR..... | 51 |
| V.2-ESTUDO PARAMÉTRICO DA EXCENRICIDADE NA FUNDAÇÃO DE UM PÓRTICO SIMPLES..... | 59 |

| | |
|--|-----------|
| V.3. ESTACA SUBMETIDA A UM ESFORÇO HORIZONTAL H PARA O COMPORTAMENTO LINEAR E NÃO-LINEAR: | 63 |
| CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS..... | 72 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS: | 75 |
| BIBLIOGRAFIA CONSULTADA: | 80 |
| ANEXOS | 82 |

I - INTRODUÇÃO

Frequentemente estruturas são calculadas considerando-se seus apoios indeslocáveis nos sentidos das respectivas restrições. Da mesma forma, projetos de fundações são elaborados partindo-se de carregamentos impostos pela super-estrutura, que correspondem às reações nos apoios indeslocáveis, ignorando-se a rigidez da mesma. Este procedimento corresponderia a calcular-se uma estrutura admitindo-se que metade dela está apoiada na outra metade, através de vínculos com restrições absolutas.

No que diz respeito ao projeto de fundações, o procedimento acima descrito, embora incorreto sob o ponto de vista de uma análise rigorosa, pode ser validado como rotina de cálculo porquanto, na maioria das vezes, tem conduzido a projetos que apresentaram bom desempenho. Este fato é explicado pela tendência das estruturas e respectivas fundações a se adaptarem à forma segundo a qual foram concebidas. Sabe-se, entretanto, que projetos assim delineados não resultam em soluções econômicas e, em situações especiais, podem conduzir a recalques diferenciais elevados. Em resumo, este procedimento não proporciona um aproveitamento otimizado das fundações.

Para uma análise mais realista do conjunto estrutura x fundações, deve-se considerar estas últimas como apoios deslocáveis, que interagem entre si e com a estrutura segundo leis adequadamente estabelecidas a partir das suas características e dos parâmetros elasto-plásticos do solo. Para uma análise mais rigorosa ainda, dever-se-ia considerar também

o comportamento viscoso da estrutura e das fundações, a fim de se conhecerem as interações entre esses conjuntos ao longo do tempo.

A maior parte dos programas de computador para cálculo de estruturas admite a consideração de apoios elásticos com comportamento linear. Desta forma, a análise da interação fundação x estrutura, para comportamento elástico linear, pode ser facilmente realizada. Entretanto, com o avanço científico e tecnológico na área de Engenharia de Fundações, tem-se observado uma tendência sistemática de emprego de níveis de carga, para um mesmo tipo de fundação, cada vez mais elevados. Naturalmente, este procedimento se justifica através de comprovações experimentais e teóricas. Contudo, sendo o solo um material com comportamento mecânico fortemente não-linear, quanto maior for a carga de serviço da fundação, mais afastado seu comportamento estará da hipótese linear. Assim, previsões baseadas na análise linear passam a se distanciar muito do comportamento real. Justificam-se, dessa forma, métodos de análise de estruturas que consideram a não-linearidade do comportamento de suas fundações.

Cabe mencionar-se também que, para fundações submetidas a momentos (caso de uma força vertical excêntrica, por exemplo), o comportamento rotacional não-linear das mesmas pode induzir momentos fletores nos pilares muito mais elevados do que aqueles determinados através da análise linear, comprometendo assim a estabilidade desses elementos estruturais.

Neste trabalho é realizada uma análise da interação solo-estrutura levando-se em conta o comportamento não-linear

da fundação, utilizando o método dos deslocamentos para análise de estruturas reticuladas, considerando suas vantagens e limitações para uma maior aplicabilidade em projetos de Engenharia. Para este estudo foi desenvolvido um programa de análise de estruturas reticuladas do tipo pórtico plano, cuja fundação é representada por molas que, através de iterações sucessivas, representam o comportamento não-linear da fundação segundo a curva hiperbólica de três-parâmetros.

No capítulo 2 apresenta-se sucintamente o Método dos Deslocamentos e sua aplicação a estruturas reticuladas tipo pórtico plano.

O capítulo 3 procede à revisão de alguns conceitos referentes à interação *solo-estrutura* e ao comportamento de estacas carregadas transversalmente.

No capítulo 4 são apresentados o desenvolvimento do programa PÓRTICO7, uma breve revisão sobre o modelo hiperbólico para representação do comportamento do solo e alguns processos iterativos para resolução numérica do problema mecânico.

São apresentadas no capítulo 5 aplicações a dois casos: um pórtico plano com vários pavimentos, com uma de suas fundações excêntrica e uma estaca isolada, carregada transversalmente. Além disso, é efetuada uma análise paramétrica do comportamento de uma estrutura com fundação geometricamente excêntrica. No estudo da excentricidade em fundações de estruturas aporticadas são avaliados os limites propostos pela Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações NBR-6122, para fundações profundas.

As conclusões obtidas através deste trabalho encontram-se expostas no capítulo 6. Além das conclusões, constam também deste capítulo algumas sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO II - O MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS

O Método dos Deslocamentos e o Método das Forças são os principais métodos aplicados ao estudo de estruturas reticuladas por meio de programas automáticos de computadores.

No método das forças aplicam-se forças unitárias nos nós da estrutura, de forma a se obterem os deslocamentos gerados por estas e, conseqüentemente, a matriz de flexibilidade de cada elemento. A flexibilidade é o inverso da rigidez.

$$f = \frac{1}{s}$$

onde:

f= flexibilidade do elemento;

s= rigidez do elemento.

No método dos deslocamentos, são aplicados deslocamentos unitários aos nós da estrutura, obtendo-se assim os esforços gerados por estes e, conseqüentemente, a matriz de rigidez de cada elemento.

II.1-O MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS NA ANÁLISE DE ESTRUTURAS RETICULADAS

As estruturas reticuladas são aquelas constituídas por elementos que têm uma dimensão preponderante em relação

às demais. Podem ser os pórticos, grelhas e treliças. No presente trabalho estuda-se o efeito de apoios *não-lineares* em pórticos planos.

Os pórticos planos são estruturas reticuladas planas com ações que as deformam apenas em seus próprios planos. Os elementos estruturais podem ser retilíneos ou curvos, e as seções transversais têm um dos seus eixos principais de inércia pertencente ao plano da estrutura.

Para o estudo de estruturas reticuladas, adota-se a *hipótese das seções planas*. Os deslocamentos de um ponto qualquer de uma seção transversal do elemento estrutural podem ser determinados a partir dos deslocamentos do centro de gravidade desta seção. Estes deslocamentos incluem os deslocamentos lineares, como também as rotações da seção transversal correspondente. Logo, o elemento estrutural é representado pelo lugar geométrico dos centros de gravidade de suas seções (eixo geométrico), constituindo um elemento unidimensional, e a estrutura é discretizada em um conjunto de elementos unidimensionais.

Devido à consideração da *hipótese das seções planas*, os deslocamentos de um ponto do eixo do elemento estrutural unidimensional são perfeitamente definidos a partir do conhecimento dos deslocamentos de seus pontos nodais extremos e das ações aplicadas nos mesmos. Assim, as incógnitas, em termos dos deslocamentos do problema, podem se reduzir aos deslocamentos dos pontos nodais do modelo estrutural, que são denominados *graus de liberdade*. Sendo os deslocamentos as incógnitas do problema, a indeterminação é

dita cinemática e, após o cálculo dos deslocamentos nodais, podem-se calcular os esforços seccionais.

II.2-PRINCÍPIO DA SUPERPOSIÇÃO DE EFEITOS

O *princípio da superposição de efeitos* é válido sempre que existam relações lineares entre as ações e os deslocamentos da estrutura. Isto ocorre toda vez que os três seguintes pré-requisitos são satisfeitos (Gere e Weaver, 1965):

- 1) “o material da estrutura se comporta segundo a lei de Hooke”;
- 2) “a estrutura apresenta pequenos deslocamentos”;
- 3) “não existe interação entre os efeitos de força axial e momento fletor nos membros”.

Diante da hipótese de um modelo estrutural adequadamente vinculado (ligação ao meio exterior) e de comportamento físico e geométrico linear, é válido o *princípio da superposição de efeitos*. Assim, o comportamento do modelo solicitado por várias ações distintas é igual à soma das componentes deste modelo solicitado a cada uma destas ações isoladamente.

II.3-SISTEMA DE REFERÊNCIA

Na figura 2.1.b, **XY** representa o *sistema de referência global do modelo estrutural* e **xy** o *sistema de referência local do elemento estrutural*, onde todos os referenciais utilizados são ortogonais diretos. O referencial global é utilizado para a definição do posicionamento dos diversos pontos nodais, deslocamentos nodais, reações de apoio (na

maioria dos casos), ou de qualquer outra grandeza em que um referencial único para toda a estrutura seja útil. O referencial local é utilizado, principalmente, na definição dos esforços solicitantes do elemento estrutural.

II.4-DESLOCAMENTOS NODAIS

Cada ponto nodal tem apenas três deslocamentos (ver figura 2.1.a), sendo dois deslocamentos lineares no referido plano nodal e uma rotação com o vetor representativo normal a este plano. Cada elemento de pórtico plano apresenta os esforços normal, cortante e momento fletor como indicados nas extremidades k do elemento representado na figura 2.1.b.

Conforme mencionado no item II.1, no método dos deslocamentos, as incógnitas do problema são os deslocamentos dos nós no modelo estrutural. São escritas equações que traduzem as condições de equilíbrio segundo cada uma das direções dos deslocamentos destes nós e obtém-se, assim, um sistema de equações, cuja a solução fornece os deslocamentos procurados.

Buscam-se relações entre deslocamentos e forças nodais, sob a forma

$$\underline{S} \cdot \underline{d} = \underline{f} \quad (\text{II.1})$$

Onde, \underline{S} , \underline{d} e \underline{f} são respectivamente a matriz de rigidez, o vetor dos deslocamentos e o vetor de ações.

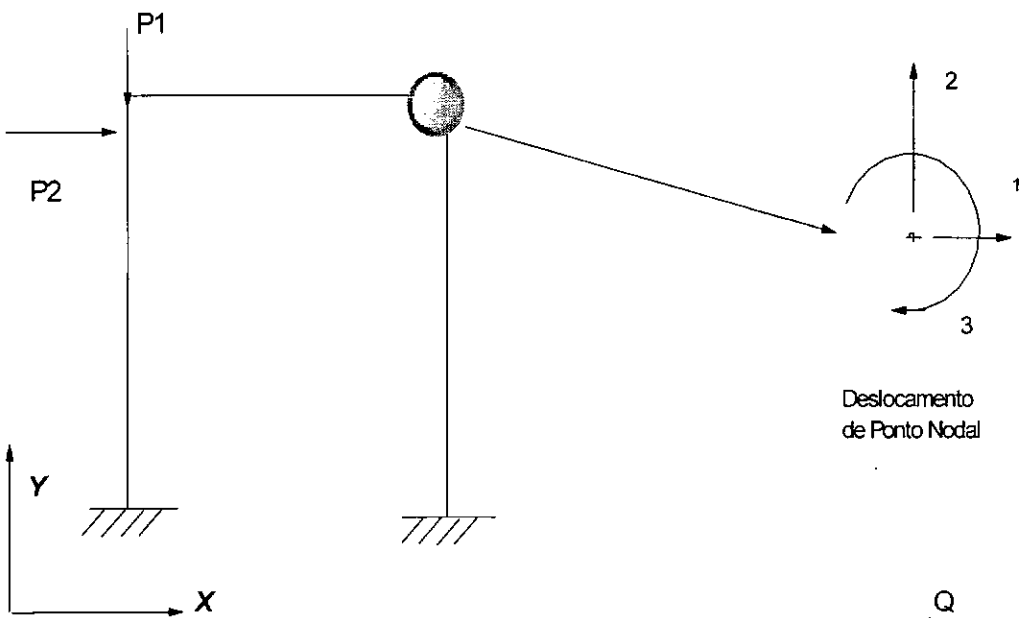


Figura 2.1.a- Pórtico Plano

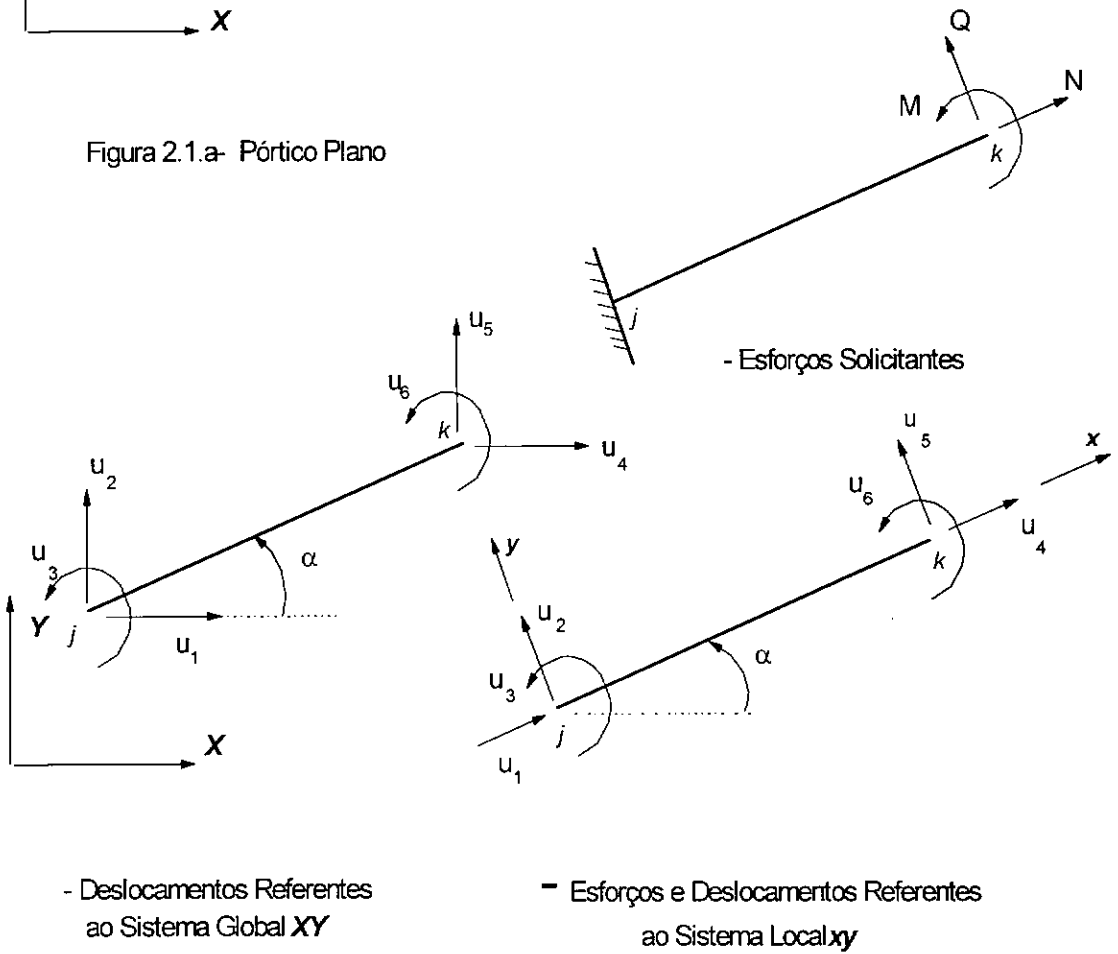


Figura 2.1.b- Deslocamentos e Esforços Solicitantes de Elementos de Pórtico Plano

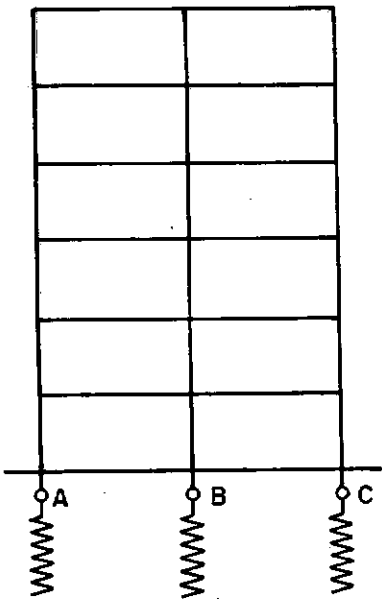
II.5-CONDIÇÕES DE CONTORNO

Como colocado no capítulo I, as fundações das estruturas em estudo são modeladas como apoios elásticos, ou seja, o solo é substituído por molas elásticas que possuem rigidez idêntica, sendo a sua restrição aos deslocamentos considerada linear para cada etapa de cálculo.

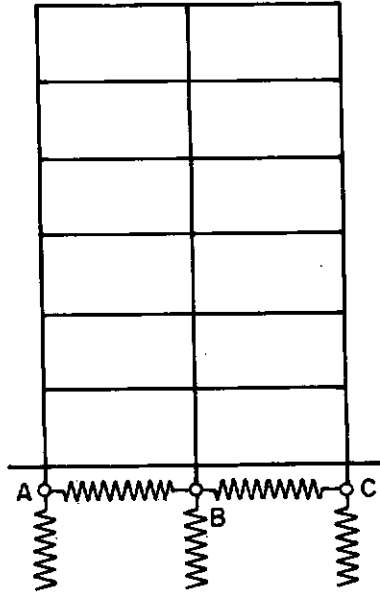
Um *sistema de molas simples* representa a rigidez da fundação no sentido dos eixos x , y e z , e está associado somente à diagonal da matriz de rigidez, diferente do *sistema de molas generalizado* que pode estar associado a outros elementos da matriz de rigidez. A figura 2.3 apresenta um desenho esquemático com a interpretação física do *sistema de molas simples e generalizado*. De acordo com a hipótese de Winkler, o solo pode ser representado por molas que se comportam isoladamente, não se levando em conta a sua influência nos demais elementos da matriz de rigidez. As rigidezes de restrição são somadas apenas aos elementos da diagonal da matriz de rigidez global correspondentes aos deslocamentos restringidos (Gere e Weaver, 1965). Neste trabalho adota-se o *sistema de molas simples*.

No caso de apoios referidos rígidos, onde existe total ou considerável restrição aos deslocamentos, utiliza-se a **Técnica do Número Grande** (Soriano, 1993). Este procedimento consiste em introduzir um apoio elástico de grande rigidez segundo a direção do deslocamento a ser prescrito. Essa constante de mola é adicionada à diagonal principal da matriz de rigidez global \mathbf{S} , na linha correspondente ao deslocamento restringido. Como foi mencionado acima, as constantes de mola que representam apoios

elásticos também são adicionadas a essa diagonal. O referido número grande adicionado à diagonal principal não provoca erros numéricos na etapa de resolução do sistema de equações. Uma vez calculados os deslocamentos nodais, pode-se calcular as reações de apoio do modelo estrutural, multiplicando-se o deslocamento obtido para a direção restringida pelo número grande.



Sistema de Molas Simples



Sistema de Molas Generalizado

Figura 2.2- Interpretação do Sistema de Molas Simples e Generalizado.

CAPÍTULO III - ALGUNS ASPECTOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Sabe-se que o comportamento de uma construção é influenciado pela interação entre estrutura, fundação e solo (terreno de fundação).

Segundo alguns autores, tais como Meyerhof (1953), Barata (1986) e Gusmão (1990), a rigidez da estrutura e da fundação são fatores importantes no desenvolvimento dos recalques na construção. Os recalques totais médios são menos influenciados pela rigidez da estrutura, enquanto que os recalques diferenciais se mostram bem mais sensíveis a esta.

Quando existe a tendência de haver recalque diferencial, a estrutura reage através das conexões entre suas diversas peças (pilares, vigas, lajes e paredes), provocando uma redistribuição de esforços nos elementos da estrutura, em especial nos pilares. Como efeito da não observação da interação nos projetos de fundação e estrutura, esta redistribuição de esforços, segundo Gusmão(1994), pode levar ao aparecimento de fissuras em lajes e vigas e, sobretudo, provocar o esmagamento de pilares.

III.1-INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA ESTRUTURA E FUNDAÇÃO NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Barata(1986), relaciona a tendência da distribuição dos recalques de uma edificação em relação à rigidez da estrutura e da fundação da seguinte forma:

Quando tanto a estrutura como a fundação têm grande flexibilidade, existe uma liberdade relativa e recíproca de deslocamentos dos pilares, e os maiores recalques se localizam nos pilares (fundações) centrais, por causa da distribuição de tensões no terreno.

Quando a estrutura é flexível, mas a fundação tem grande rigidez, há uma tendência a uniformização de recalques.

O mesmo acontece quando a estrutura é muito rígida e a fundação é muito flexível, ocorrendo também uma tendência a uniformização de recalques; pertencendo à estrutura o comando do comportamento.

No caso em que ambos, estrutura e fundação, apresentam rigidez elevada, com maior razão, haverá tendência a uniformização de recalques.

III.2-INFLUÊNCIA DA ALTURA NA RIGIDEZ DA ESTRUTURA

A relação H/L , entre a altura do edifício e a sua maior dimensão em planta, é um valor importante na representação da rigidez da estrutura (Barata, 1986), visto que quanto maior o número de pavimentos de uma edificação maior será a sua rigidez.

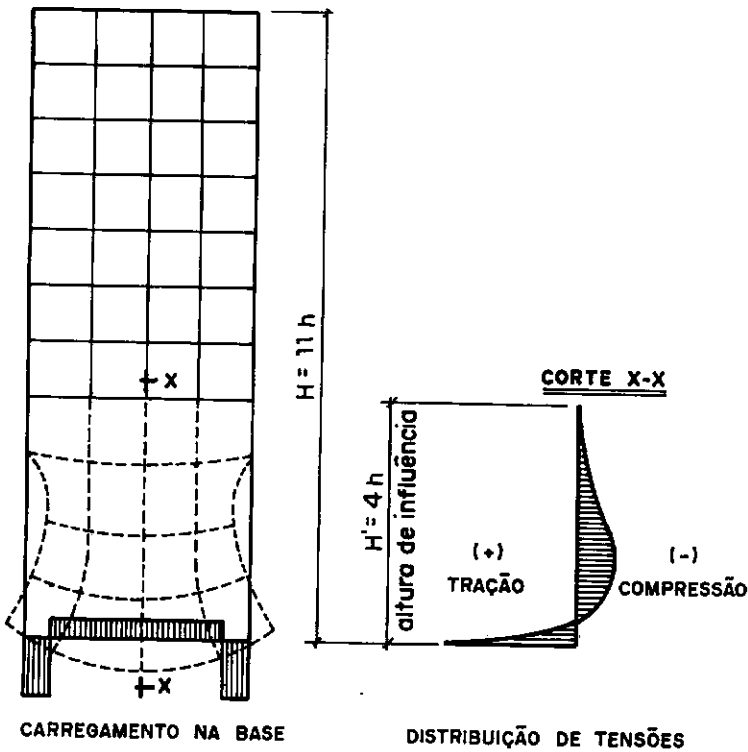


Figura 3.1- Modelo da analogia da viga-parede (Goshy, 1978)

No entanto, observa-se também que, a partir de uma certa altura do edifício, deixa de existir acréscimo de influência sensível da rigidez sobre o comportamento dos

recalques da fundação. Segundo Goshy (1978), há uma maior influência dos primeiros pavimentos, onde estruturas abertas como painéis têm comportamento semelhante ao de vigas-parede (ver figura 3.1).

Segundo Barata (1986), o valor limite da relação H/L , para edificações com estrutura em concreto armado considerando a influência de alvenaria, a partir do qual não ocorre mais aumento de amortecimento dos recalques diferenciais pelo acréscimo da rigidez da estrutura (devido ao aumento da altura), situa-se em torno de $H/L=2.5$. Cabe ressaltar que esta relação serve apenas de referência básica, pois para cada caso devem ser considerados, também, outros aspectos como o tipo de fundação e sua rigidez além do tipo e forma da estrutura.

III.3-INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE DA FUNDAÇÃO NO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA

Fundações geralmente são sujeitas a cargas excêntricas e inclinadas devido aos esforços da superestrutura, além de excentricidades decorrentes de problemas executivos. Tais esforços provocam, além de recalques, movimentos horizontais e rotação. Observa-se, também, que os efeitos causados pela excentricidade na fundação mostram-se mais perceptivos nos pavimentos mais próximos à base.

Cabe ainda mencionar que, normalmente, esse efeito não é levado em consideração de forma adequada nos projetos. Na maioria das vezes, leva-se em conta apenas o efeito

da excentricidade na fundação e não se analisam as consequências no que diz respeito à interação da mesma com a estrutura. O resultado desta prática é um subdimensionamento de algumas peças da estrutura, principalmente dos pilares. Neste caso, ocorreria o surgimento de esforços maiores do que os utilizados para o dimensionamento em questão. Assim, com uma armadura de aço menor, os fatores de segurança passam a ser inferiores àqueles preconizados pelas normas.

III.4-ESTACAS

As estacas podem ser projetadas isoladamente (um elemento de fundação por pilar) ou em grupos (vários elementos de fundação solidarizados por um bloco de coroamento), recebendo as cargas de um ou mais pilares.

Geralmente, pode-se distinguir as estacas para dois casos de carregamento:

- i)* O carregamento é constituído por uma única carga axial, geralmente vertical.
- ii)* Ao carregamento axial é adicionado uma força transversal (geralmente horizontal) e/ou um momento.

Nos casos estudados no capítulo 5, para o caso de carregamento *(i)* a curva carga-recalque da estaca foi obtida a partir de provas de carga realizadas em estacas isoladas; para o caso *(ii)*, utiliza-se o *coeficiente de reação horizontal do solo* para a análise linear e, para a análise *não-linear*, este parâmetro e a *tensão última*.

III.4.1-ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE

Uma considerável parte de fundações estaqueadas está sujeita a algum grau de carregamento horizontal. No entanto, a magnitude das cargas horizontais em relação às verticais é, em geral, pequena e nem sempre é levada em conta nos projetos estruturais e de fundação. Um exemplo comum de carregamento lateral, em fundações, ocorre em estruturas de edifícios submetidas a esforços provocados por ações de vento. Para o caso de pequenas edificações, estes esforços podem não apresentar significativa relevância mas, em edifícios altos e torres em geral, requerem especial atenção. Outras formas de esforços laterais exercidos em estacas são os esforços causados por ondas, empuxos de terra, pressões de água ou, como nos casos de estacas de plataformas de obras portuárias, as cargas horizontais transmitidas pelas defensas e cabos de amarração das embarcações e semelhantes.

Em alguns casos, os esforços horizontais são combatidos com a utilização de estacas inclinadas, sendo equilibrados pelas forças axiais nas mesmas. No entanto, para os casos onde esta solução não é técnica ou economicamente viável, as estacas verticais devem ser dimensionadas aos esforços cortantes e momentos fletores resultantes das forças transversais. Sob a ação dessas forças estas estacas se deformam, despertando reações do solo, que por sua vez equilibram as forças e, eventualmente, momentos aplicados. Contudo, para determinação dos esforços solicitantes e da linha elástica é necessário um parâmetro que correlacione a reação do solo aos deslocamentos.

Para a análise do comportamento estático de uma estaca carregada transversalmente, é possível representar o

comportamento do solo através do *coeficiente de reação horizontal* descrito nos tópicos seguintes.

As estacas carregadas transversalmente, segundo Broms (1965), podem ser classificadas quanto a seu mecanismo de ruptura (ver figura 3.2), que depende do tipo de solo e estaca (geometria e material). Estas podem ser:

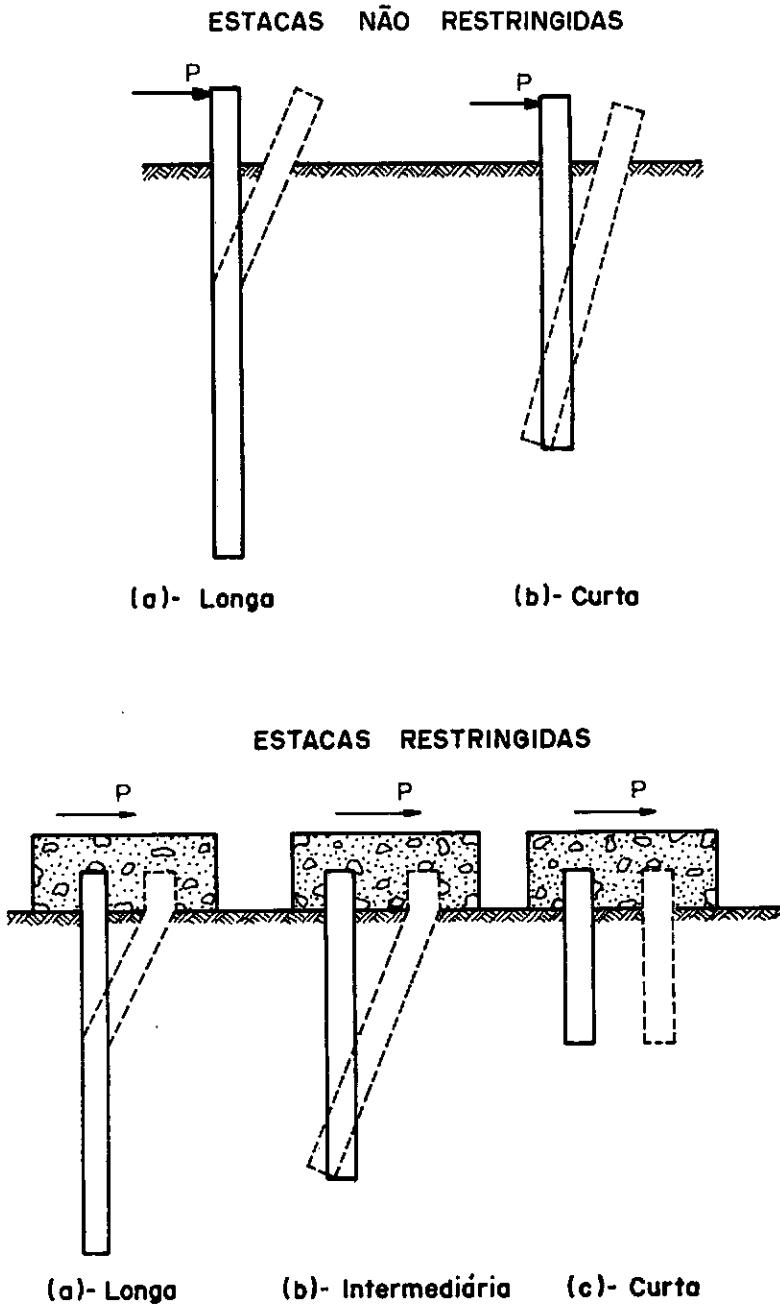


Figura 3.2 - Mecanismo de Ruptura de Estacas, Broms (1965)

-Rígidas ou curtas - Giram como um corpo rígido quando submetidas a um carregamento lateral, sendo os deslocamentos por flexão pequenos e crescentes linearmente com a distância do ponto considerado ao centro de rotação. A ruptura ocorre quando a resistência do solo é excedida.

-Flexíveis ou longas - Nestas, os deslocamentos por flexão são elevados quando comparados com aqueles causados por rotação de corpo rígido. A ruptura neste caso ocorre com a formação de uma rótula plástica em um ou mais pontos do fuste.

As estacas também podem ser classificadas em função das condições de restrição nas extremidades (ver figura 3.2). Estas podem ser:

-Estacas não restringidas ou de extremidade livre, pois não apresentam restrição à rotação, ou seja, o momento fletor na extremidade é nulo.

-Estacas restringidas ou de extremidade fixa, visto que são impedidas de girar na extremidade, apresentando momento fletor em seu topo.

Em alguns casos as estacas podem apresentar momento fletor no nível do terreno, devido à existência de um certo comprimento livre de estaca.

◆ **COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO**

Segundo o modelo de Winkler, que representa o solo modelando-o como um conjunto de molas, a reação p e o

deslocamento ρ em um ponto podem ser relacionados através do *coeficiente de reação do solo*, denominado k_h .

Tem-se que

$$k_h = \frac{\rho}{\rho} \quad (\text{III.1})$$

onde a dimensão de k_h é FL^{-3} .

Geralmente, para se determinar o *coeficiente de reação do solo*, utilizam-se um dos seguintes métodos:

- 1) ensaio de carregamento lateral em tamanho natural sobre uma estaca;
- 2) ensaio de placa;
- 3) ensaio pressiométrico;
- 4) ensaio de dilatômetro;
- 5) correlações empíricas com outras propriedades do solo.

Observa-se que o primeiro é o meio mais direto para a obtenção das reações e deslocamentos do solo ao longo da estaca, através da instrumentação, exigindo contudo maiores cuidados. É também o mais oneroso.

O uso do ensaio de placa é discutido por Terzaghi (1955), que considera que o principal problema com essa aproximação é extrapolar os resultados de uma placa para uma estaca.

• O MODELO LINEAR:

Para utilizar o *coeficiente de reação horizontal do solo* k_h , na análise de uma estaca, faz-se necessário o conhecimento da variação do mesmo ao longo de seu comprimento. Palmer e Thompson (1948) sugerem expressar o *coeficiente de reação do solo* da seguinte forma:

$$k_h = k_L \cdot \left(\frac{z}{L} \right)^n \quad (\text{III.2})$$

onde :

k_L = *coeficiente de reação horizontal do solo* na ponta da estaca ($z=L$);

n = um índice empírico igual ou maior que zero.

As hipóteses mais comuns são:

$n=0$ para argilas sobre-adensadas, ou seja, o *coeficiente de reação do solo* é constante com a profundidade ;

$n=1$ para solos granulares, ou seja, o módulo aumenta linearmente com a profundidade.

Para o caso de $n=1$ Poulos e Davis (1980) sugerem ser mais conveniente expressar a variação de k_h da seguinte forma:

$$k_h = n_h \cdot \left(\frac{z}{d} \right) \quad (\text{III.3})$$

onde:

z = comprimento abaixo da superfície;

d = diâmetro ou largura da estaca;

n_h = coeficiente de reação do solo (FL^{-3}).

Terzaghi (1955) apresenta a Tabela 3.1 de valores típicos de n_h .

Tabela 3.1 - Valores típicos de n_h (MN/m³) para areia

| Densidade Relativa | Fofa | Média | Compacta |
|-----------------------------|------|-------|----------|
| n_h , areia úmida ou seca | 2.20 | 6.60 | 17.59 |
| n_h , areia submersa | 1.26 | 4.40 | 10.68 |

Para a obtenção do *coeficiente de reação horizontal do solo*, em argilas sobre-adensadas, no caso da utilização de testes de placa, Terzaghi (1955) considerou que os *módulos de reação do solo vertical e horizontal* são essencialmente os mesmos e independem da profundidade, sugerindo uma relação conservadora para k_h :

$$k_h = \frac{\bar{k}_{s1}}{15 \cdot d} \quad (\text{III.4})$$

onde:

\bar{k}_{s1} = módulo para placa quadrada horizontal, de um pé de largura;

d = largura ou diâmetro em pés.

Valores típicos de \bar{k}_{s1} para argilas sobre-adensadas, sugeridos por Terzaghi(1955), são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores de \bar{k}_{s1} MN/m³ para placas quadradas, pé x pé, sobre argila pré-adensada

| Consistência da Argila | Rija | Muito Rija | Dura |
|--|-----------|------------|-------|
| Resistência ao Cisalhamento Não-Drenada, s_u kN/m ² | 47.9-95.8 | 95.8-191.5 | 191.5 |
| Faixa de Valores de \bar{k}_{s1} | 15.7-31.4 | 31.4-62.8 | 62.8 |

Algumas correlações empíricas podem ser encontradas na literatura. Broms (1964), correlaciona k_h com o módulo secante E_{50} , para 50% da tensão última em ensaios não-drenados, como:

$$k_h = 167 \cdot \frac{E_{50}}{d} \quad (\text{III.5})$$

Ou ainda, utilizando o valor da resistência ao cisalhamento não-drenada s_u , relacionando k_h na seguinte expressão:

$$k_h = \frac{(80 \rightarrow 320) \cdot s_u}{d}$$

Davisson (1970), sugere um valor mais conservador:

$$k_h = \frac{67 \cdot s_u}{d}$$

onde:

d = diâmetro ou largura da estaca;

s_u = resistência ao cisalhamento não-drenada.

Para o caso de argilas moles, assume-se a hipótese de que o *coeficiente de reação do solo* aumenta linearmente com a profundidade, segundo a expressão (III.3).

Valores típicos de n_h , para solos normalmente adensados, mencionados por Poulos e Davis (1980), são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Valores típicos de n_h para solos coesivos em (kN/m³)

| Tipo de Solo | n_h | Referência |
|--------------------|----------------|--------------------------|
| Argila Mole NA | 166.1-3515.4 | Reese e Matlock, 1956 |
| | 276.8-553.6 | Davisson e Prakash, 1963 |
| Argila Orgânica NA | 110.7-276.8 | Peck e Davisson, 1962 |
| | 110.7-830.4 | Davisson, 1970 |
| Turfa | 55.4 | Davisson, 1970 |
| | 27.7-110.7 | Wilson e Hilts, 1967 |
| Material Fino | 8027.3-11072.1 | Bowles, 1968 |

NA = Normalmente Adensada

• O MODELO NÃO-LINEAR DO SOLO:

Como colocado no capítulo 1, o solo não apresenta, em geral, comportamento linear quando solicitado e, por

consequente, a relação entre a tensão p e o deslocamento ρ é não-linear. Assim, para um estudo mais rigoroso, justifica-se a consideração do modelo não-linear.

Para este estudo adotou-se a curva hiperbólica de dois-parâmetros, sendo que o primeiro seria o próprio *coeficiente de reação horizontal do solo* mencionado no item anterior, e o segundo seria representado pela *tensão lateral limite* do solo ou *tensão última*, conhecida como p_u .

Broms (1965) , ao estudar a *tensão última do solo* solicitado por estacas carregadas transversalmente, apresenta a distribuição de *tensão lateral de solos* coesivos e não coesivos em estacas curtas e longas. Nas figuras 3.3 e 3.4 são representadas estas distribuições para os casos de estacas restringidas e não restringidas, respectivamente.

Para o estudo de estacas em areias, Fleming (1985) apresenta a seguinte expressão como sendo uma boa representação da *tensão última*:

$$p_u = k_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot d \quad (\text{III.6})$$

Esta expressão, ao ser comparada com aquela sugerida por Broms (1965):

$$p_u = 3 \cdot k_p \cdot \sigma'_v \cdot d, \quad (\text{III.7})$$

e uma outra sugerida por Reese et al (1974):

$$p_u = k_p^3 \cdot \sigma'_v \cdot d, \quad (\text{III.8})$$

apresenta melhores resultados, conforme demonstrado por Barton (1982), que analisou a *tensão lateral última* através de testes realizados em estacas carregadas transversalmente em uma centrífuga (figura 3.5.).

Onde :

σ'_v = tensão efetiva vertical do solo;

d = diâmetro ou largura da estaca;

K_p = coeficiente de empuxo passivo do solo.

ESTACAS NÃO RESTRINGIDAS

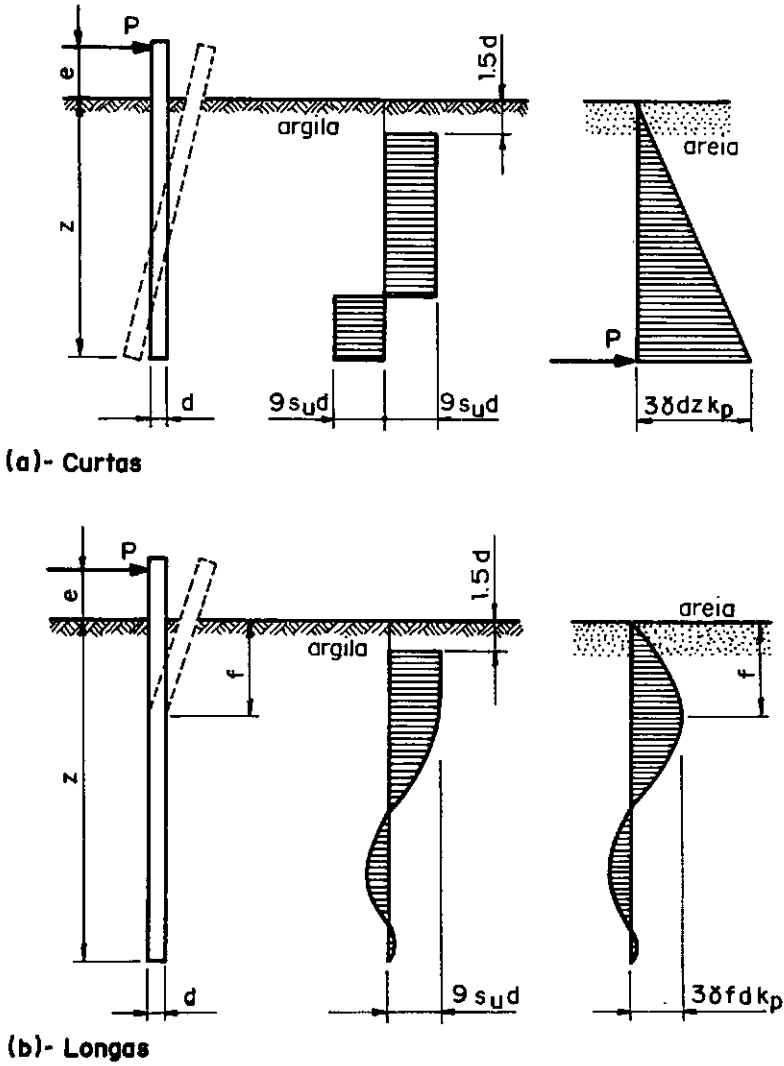


Fig.3.3- Distribuição de Tensão Lateral em Estacas Não Restringidas, Broms (1965).

ESTACAS RESTRINGIDAS

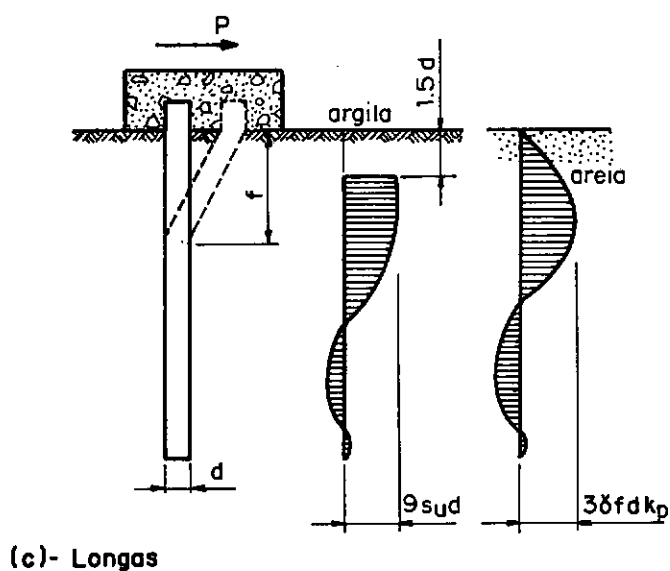
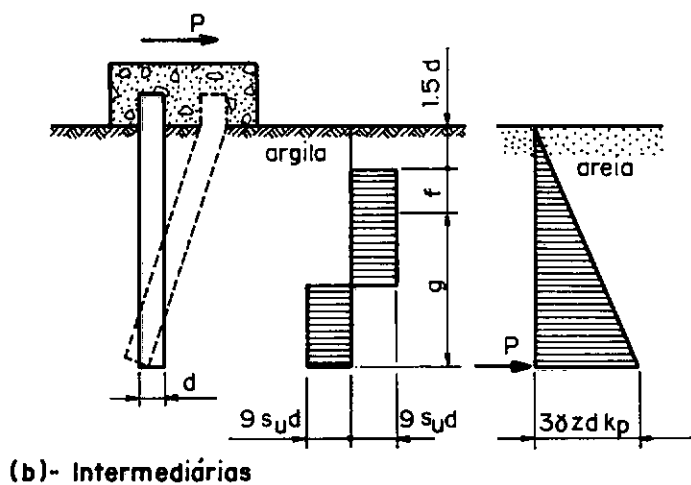
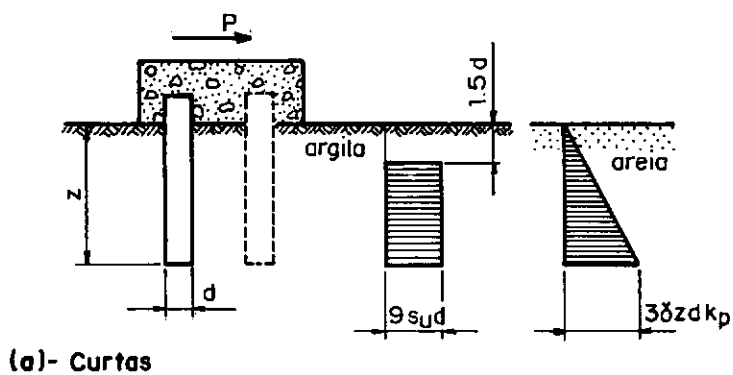


Figura.3.4-Distribuição de Tensão Lateral em Estacas Restringidas, Broms (1965).

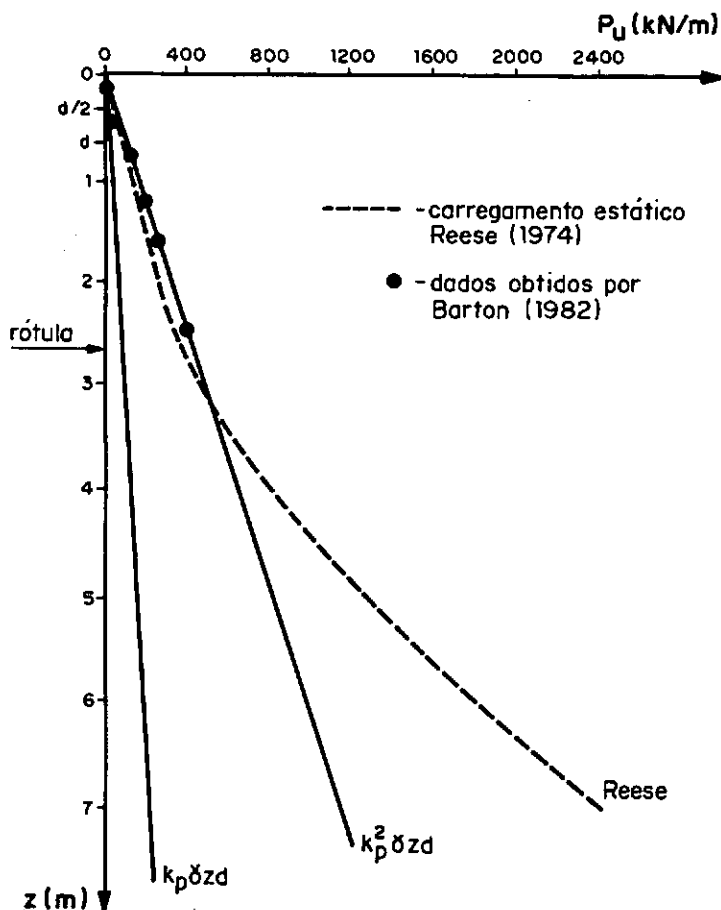


Figura 3.5- Curva Tensão Última P_u do Solo x Profundidade z , Barton (1982)

Para o estudo do comportamento não-linear em argilas, Reese (1975) sugere para *tensão última do solo* p_u , o uso do menor dos seguintes valores:

$$p_u = \left(2 + \gamma \cdot \frac{z}{s_u} + a \cdot \frac{z}{d}\right) \cdot s_u \cdot d \quad (\text{III.9})$$

ou

$$p_u = 9 \cdot s_u \cdot d \quad (\text{III.10})$$

onde:

γ = peso específico médio na profundidade z ;

S_u = resistência não drenada da argila na profundidade z ;

d = largura ou diâmetro da estaca;

a = coeficiente que varia entre 0.5 e 3;

Randolph (1985) sugere para a o valor de 1.5.

Na superfície p_u é igual a $2s_u$, variando o seu valor até chegar a um valor constante expresso na eq III.10. Isto ocorre a uma profundidade $z \cong 3 \cdot d$.

Desta forma, pode-se obter uma p_u para cada profundidade correspondente aos pontos discretizados do conjunto solo-estaca.

III.4.2-CRITÉRIO PARA INTERPRETAÇÃO DE PROVA DE CARGA EM ESTACAS CARREGADAS VERTICALMENTE

Van Der Veen (1953) definiu a carga de ruptura como carga cujo aumento infinitesimal corresponde a um recalque infinito na curva *Carga x Recalque*. Ou seja, o ponto onde a curva fica paralela ao eixo de carregamento do gráfico *Carga x Recalque* é o ponto que corresponde à carga de ruptura da estaca.

A curva *Carga x Recalque* também pode ser apresentada da seguinte forma:

$$\frac{Q}{Q_{ult}} \times r,$$

sendo a carga plotada como uma percentagem da carga máxima aplicada total, Q_{ult} . A representação matemática é a seguinte:

$$Q = Q_{ult} \cdot [1 - e^{-\alpha w}] \quad (\text{III.11})$$

onde :

Q = carga de ensaio da estaca;

w = recalque causado pela carga Q ;

Q_{ult} = carga de ruptura da estaca;

α = coeficiente que depende das características de interação solo-estaca.

Observando que, em geral, a curva $\ln(1-Q/Q_{ult}) \times w$ não configura uma reta passando pela origem, Aoki (1975) propõe uma correção na equação de Van Der Veen (1953), para que haja uma previsão de uma ordenada B na origem.

A expressão proposta por Van Der Veen (1953) e modificada por Aoki (1975) fica, então, da seguinte forma:

$$Q = Q_{ult} \cdot [1 - e^{-\alpha w + \beta}] \quad (\text{III.12})$$

No presente trabalho, a interpretação de prova de carga é realizada segundo o método de Van Der Veen Modificado.

CAPÍTULO IV - O MODELO NÃO- LINEAR E O DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA

Diante de um estudo mais profundo do comportamento da fundação, quando esta é solicitada por uma estrutura, observa-se que não é possível a aplicação do *princípio da superposição de efeitos*, visto que o solo não apresenta relações lineares entre ações e deslocamentos.

Entretanto, é possível transformar a análise não-linear em uma sucessão de etapas lineares de cálculo, com os parâmetros intrínsecos do problema sendo mantidos constantes ao longo de cada etapa. Com base nos resultados obtidos ao final de cada etapa, faz-se a correção dos parâmetros para utilização na fase seguinte. O processo é considerado concluído quando, em duas etapas consecutivas, os parâmetros apresentam os mesmos valores, a menos de uma determinada tolerância (Martins, 1979).

IV.1-MODELOS NÃO-LINEARES

O uso de modelos *não-lineares* para representar o comportamento de fundações conduz a soluções mais realistas e a uma avaliação mais acurada dos fatores de segurança, devido a uma descrição mais confiável das propriedades do solo e, por

consequente, uma melhor aproximação do real estado de deformações ao qual o solo está submetido.

Entretanto, Kushner (1994) levanta alguns aspectos importantes, como a consideração da necessidade de um maior número de parâmetros que definem o comportamento do solo (através de ensaios adicionais que, numa análise convencional, não se fazem necessários), assim como uma maior acurácia que garanta a confiabilidade de seus resultados.

A partir da obtenção de resultados mais acurados, por consequência, podem-se adotar procedimentos menos conservadores no dimensionamento de estruturas, tornando-as mais esbeltas.

IV.2-REPRESENTAÇÃO DA NÃO-LINEARIDADE DO SOLO

Para o estudo da interação solo-estrutura, é necessário a adoção de um modelo que simule o comportamento *tensão-deformação-tempo* do solo quando este é solicitado pela estrutura. Na figura 4.1 é apresentada uma classificação destes modelos, proposta por Morgernstern (1975).

Pode-se observar que o comportamento *tensão-deformação* de um solo é muito complexo, visto ser em geral não-linear, parcialmente irreversível e com propriedades dependentes do tempo. Além disso, no caso do terreno de fundação, é necessário levar em conta aspectos como anisotropia e heterogeneidade.

Nesse estudo, o solo é representado como sendo um material com comportamento elástico, não-linear e não dependente do tempo.

Segundo Pichavant (1974), diferentes funções podem ser escolhidas para representar o comportamento não-linear do solo, sendo a mais conhecida a relação hiperbólica de Kondner (1963), usada no modelo hiperbólico de dois-parâmetros apresentado por Duncan e Chang (ver figura 4.2).

Deve ser levado em conta, como foi demonstrado por Lacerda, Dias e Peixoto (1974), que a formulação hiperbólica para as curvas *tensão-deformação*, embora funcione bem de modo geral, e possa ser aplicada para quase todos os tipos de solo, nem sempre é satisfatória para todos os problemas de Mecânica dos Solos, especialmente aqueles onde se esperam pequenas deformações.

Comportamento Tensão-Deformação do Solos



Figura 4.1-Classificação de Modelos de Comportamento Tensão-Deformação do Solo (Morgernstern, 1975)

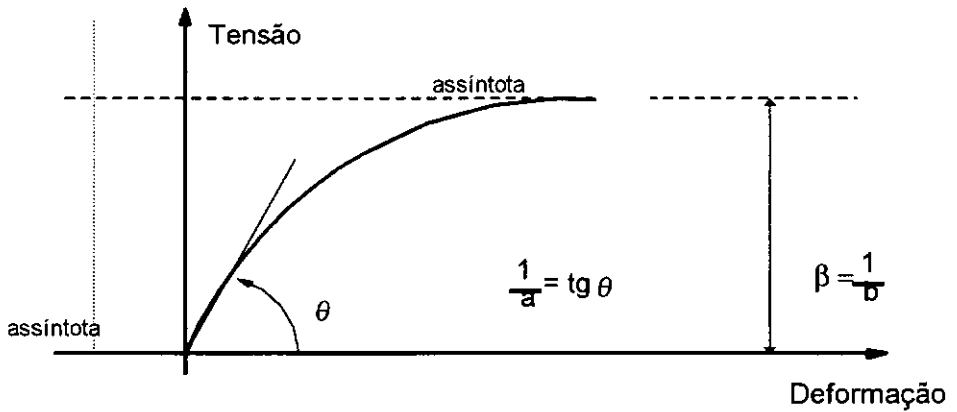


Figura 4.2-Representação Hiperbólica Retangular da Tensão-Deformação do Solo por Kondner (1963)

IV.3-A HIPÉRBOLE DE TRÊS-PARÂMETROS

Considerada uma boa representação do comportamento do solo quando submetido a um carregamento, a solução da hipérbole de três-parâmetros é utilizada por Santa Maria (1988) no estudo do comportamento do conjunto solo-fundação em estruturas **offshore**, e é também utilizada neste presente estudo (figura 4.3).

A hipérbole de três-parâmetros em estudo, definida pela equação:

$$y = \frac{x}{\frac{1}{a} + \frac{x}{b + cx}} \quad (\text{IV.1})$$

passa pela origem e possui uma de suas assíntotas paralela ao eixo y e a outra inclinada, com coeficiente angular k_2 em relação ao eixo x , como apresenta a figura 4.3. A assíntota vertical intercepta o eixo x em:

$$x = -\frac{b}{a+c} \quad (\text{IV.2})$$

e a outra intercepta o eixo y em:

$$y = \frac{a^2b}{(a+c)^2}. \quad (\text{IV.3})$$

Trata-se de uma curva cuja equação geral pode ser escrita da seguinte forma:

$$Ax^2 + Bxy + Cy^2 + Dx + Ey + F = 0, \quad (\text{IV.4})$$

onde o termo B é diferente de zero, o termo F é nulo (visto que a curva passa pela origem), bem como o termo C .

A inclinação da tangente na origem é:

$$k_1 = \left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=0} = a \quad (\text{IV.5})$$

e em $x \rightarrow \infty$ (assíntota inclinada):

$$(\text{IV.6})$$

A tangente na origem intercepta a assíntota inclinada no ponto F , com as seguintes coordenadas:

$$x_r = \frac{b}{a+c} \quad \text{e} \quad y_r = \frac{ab}{a+c}$$

É interessante observar que a hipérbole de dois-parâmetros de Kondner (1963), utilizada para o estudo de solos coesivos, é na realidade um caso particular da hipérbole de três parâmetros, onde:

$$k_2=0, \quad k_1=a, \quad x_r = \frac{b}{a} \quad \text{e} \quad y_r = b$$

como demonstrado na figura 4.4.

Segundo Santa Maria (1988), apesar do comportamento *tensão-deformação* dos solos apresentar uma tensão última tendendo à assíntota horizontal, conforme a representação de Kondner (1963), no caso de fundações reais, a resistência à ruptura não é tão bem definida quando ocorrem grandes deslocamentos, havendo um acréscimo de resistência à medida que os deslocamentos aumentam. Este comportamento é melhor representado por uma curva hiperbólica com assíntota inclinada.

Todas as curvas de carga-deslocamento de ensaios de prova de carga utilizadas neste estudo foram ajustadas mediante regressão não-linear. São apresentados no Anexo I os resultados de prova de carga, em estaca isolada, para os quais foi ajustada uma curva hiperbólica de três-parâmetros, e onde pode-se observar a qualidade do ajuste.

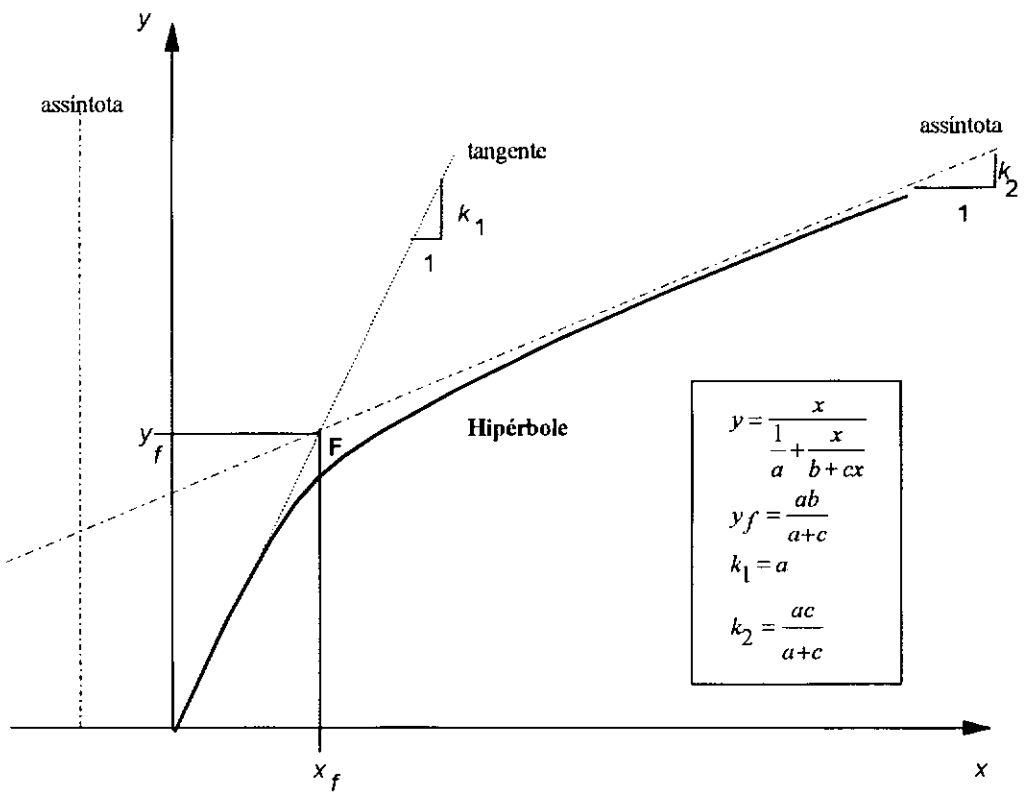


Figura 4.3 - Hiperbole de Três- Parâmetros, Santa Maria (1988)

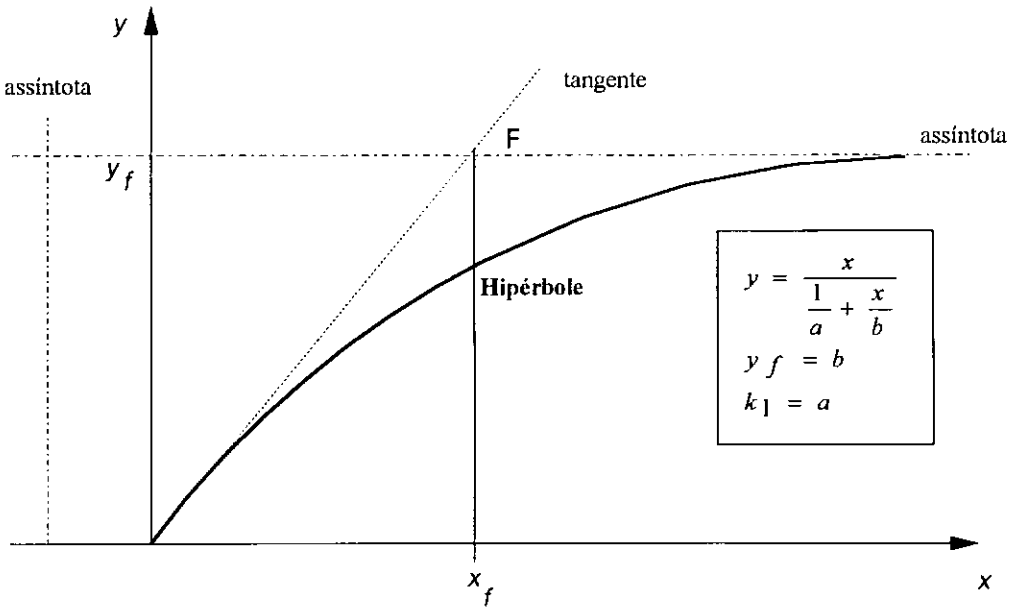


Figura 4.4 - Hiperbole de Dois-Parâmetros

IV.4-O PROGRAMA

Neste trabalho apresenta-se um programa para análise de pórticos planos, denominado **PÓRTICO7**, para o caso de estruturas reticuladas carregadas apenas nos nós. O programa é fundamentado no método dos deslocamentos, considerando a fundação como um apoio elástico, cujo comportamento é representado por molas que apresentam uma rigidez correspondente. Este programa que originalmente se denominava PÓRTICO, capacitado apenas para o cálculo de estruturas com apoios lineares, foi implementado para o estudo de apoios não-lineares.

O programa foi compilado na linguagem FORTRAN LARREY 77. Sua capacidade é de até 90 condições de contorno (seja apoio representado por mola, apoio livre ou apoio totalmente restringido) e para 300 nós.

A não-linearidade da fundação é observada através de uma curva que melhor se ajusta ao seu comportamento quando solicitada. A cada iteração, os ajustes e correções são realizados em função dos parâmetros da curva do solo introduzidos inicialmente no programa.

Os efeitos da não-linearidade afetam tão somente os coeficientes da matriz de rigidez do elemento. Assim, as correções acima mencionadas devem ser efetuadas na referida matriz, permanecendo, no mais, inteiramente válido o esquema de cálculo usualmente empregado em uma análise pelo método dos deslocamentos.

IV.4.1-O MODELO NÃO-LINEAR NO ESTUDO DE ESTRUTURAS RETICULADAS

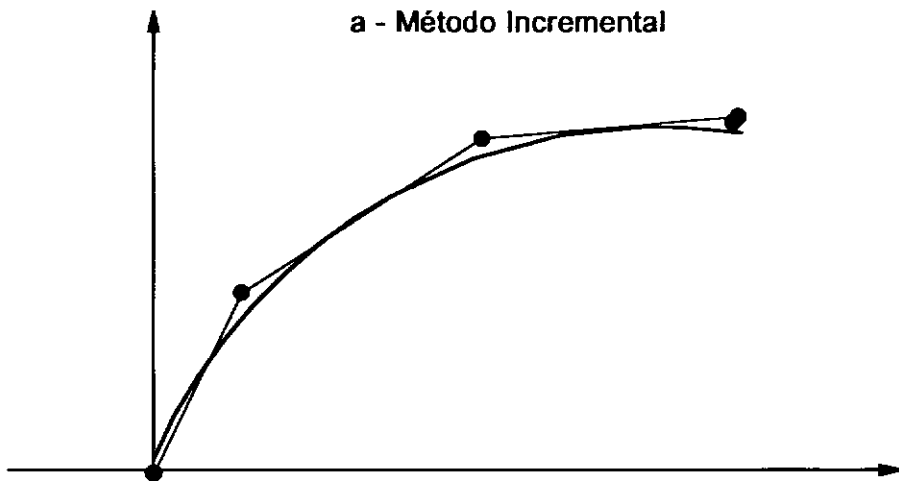
O modelo de comportamento não-linear do solo pode ser tratado de duas formas: o **processo incremental** e o **processo iterativo**.

No processo incremental, a carga é aplicada em incrementos, onde para cada incremento de força aplicado nos nós solicitados, a partir de um estado inicial de forças, há um incremento de deslocamento correspondente (ou vice-versa). A cada incremento, os parâmetros de comportamento linear são recalculados a partir da curva de comportamento do solo.

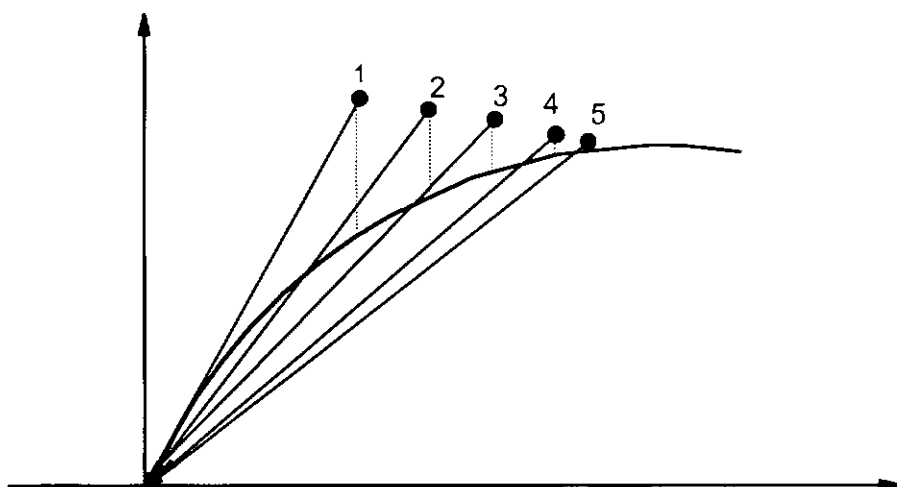
O princípio do processo iterativo, como o nome mesmo diz, consiste em se fazer com que, através de várias iterações, sejam realizadas aproximações sucessivas dos parâmetros de rigidez inicial do programa ao modelo de comportamento da fundação até uma determinada tolerância.

Nas figuras 4.5 e 4.6 estão esquematizados o processo de tratamento incremental e várias possibilidades de processos de tratamentos iterativos melhor aplicáveis a cada tipo particular de curvas, apresentado por Pichavant (1974).

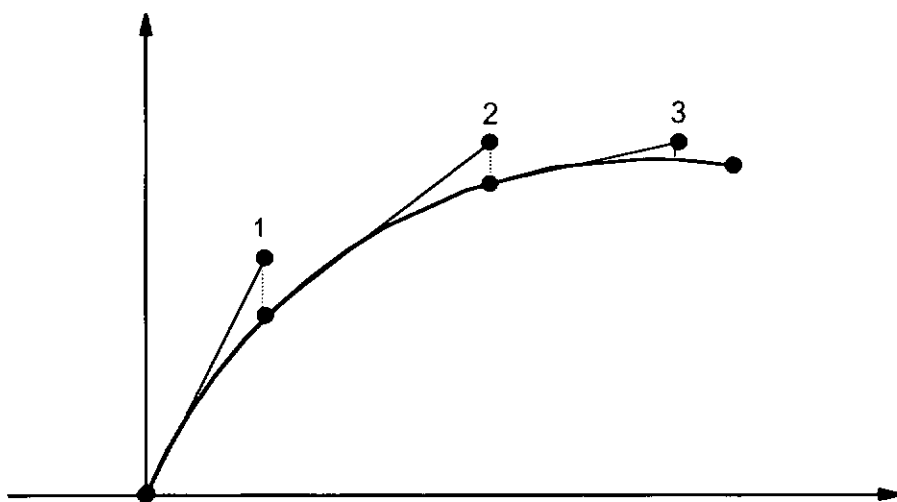
a - Método Incremental



Métodos Iterativos



b - Método do Módulo Secante



c - Método do Módulo Tangente

Figura 4.5

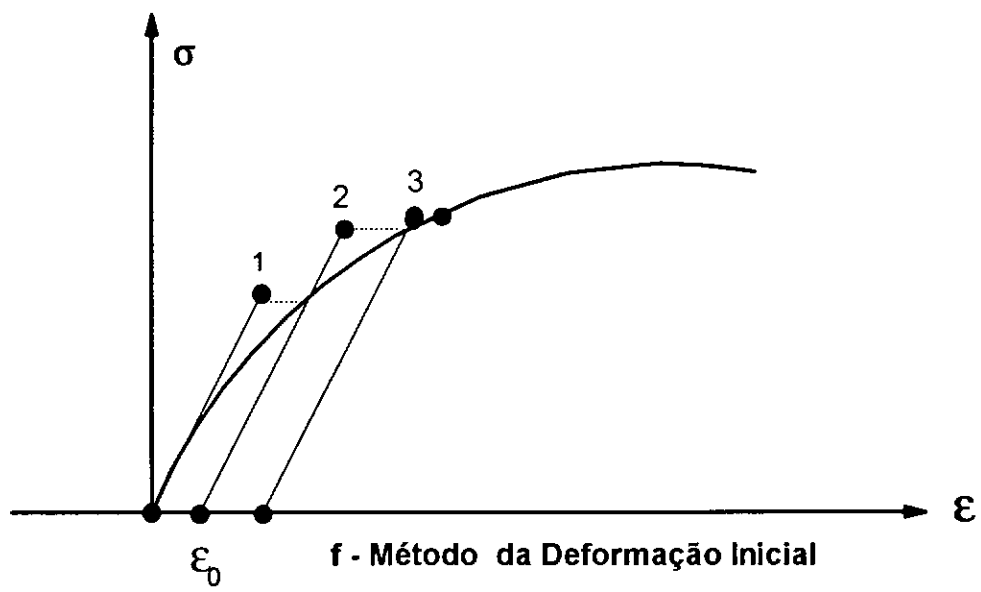
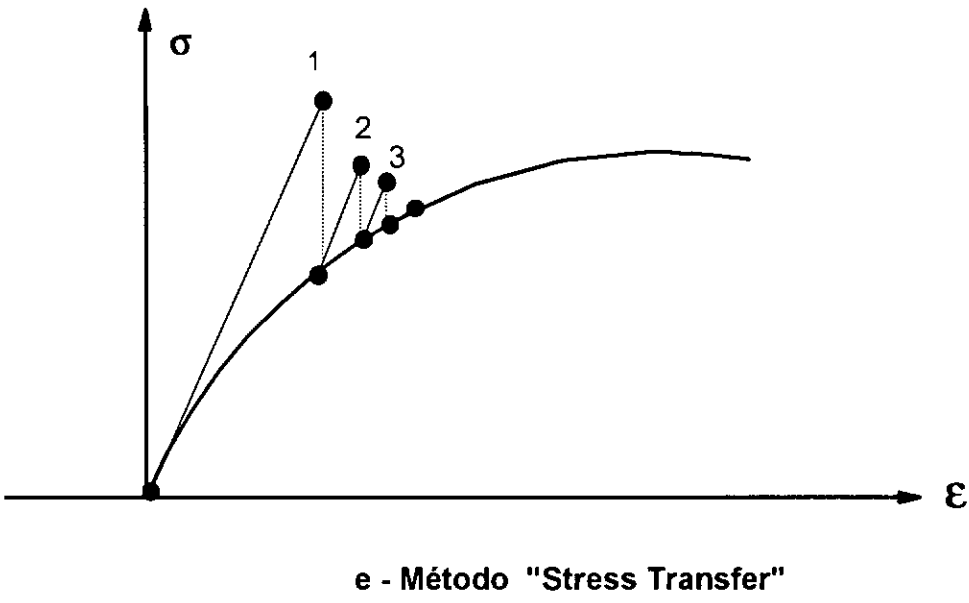
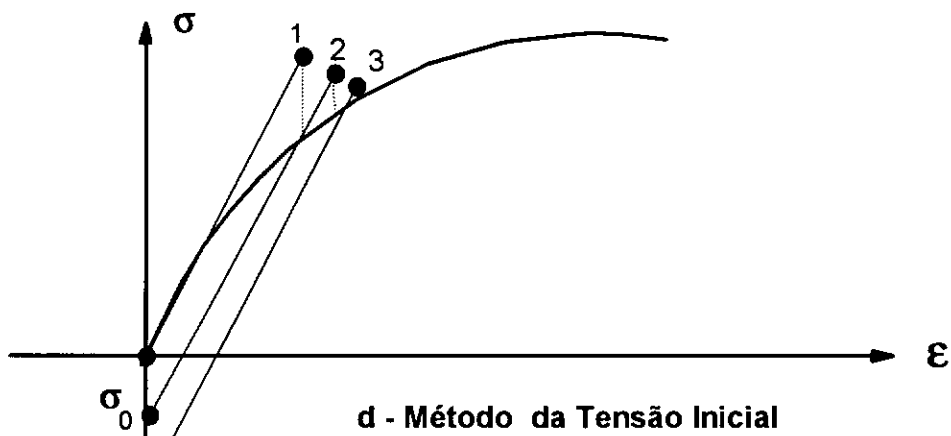


Figura 4.6

Para efetuar o cálculo e atualização da rigidez da fundação dentro do programa **PÓRTICO7**, foi utilizado um processo iterativo de obtenção de rigidezes secantes, que podem ser obtidas através de curvas *força x deslocamento* e *momento x rotação*, que correspondem ao real comportamento do solo quando este é submetido a uma solicitação.

IV.4.2-MÉTODO DA SECANTE

Este método iterativo é descrito a seguir, com 5 passos básicos para cada iteração.

Passo 1-

Após a montagem da matriz de rigidez inicial k_0 e a leitura do vetor de cargas nodais P_0 aplicado aos nós da estrutura, o sistema de equações é resolvido e obtém-se o vetor dos deslocamentos nodais D_1 e calculam-se os esforços de extremidade de elemento.

$$D_1 = P_0 \cdot k_0^{-1}$$

Passo 2-

Com o vetor dos deslocamentos nodais e com as curvas do solo, é possível obterem-se as rigidezes do solo atualizadas e assim, a matriz de rigidez global atualizada k_1 .

Passo 3-

De posse do vetor de deslocamentos nodais D_1 e da matriz de rigidez global atualizada k_1 , facilmente pode-se obter um novo vetor de cargas nodais P_1^* , com a finalidade de compará-lo com vetor de cargas nodais real aplicado ao sistema.

$$k_1 \cdot D_1 = P_1^*$$

Passo 4-

Nesta etapa, é verificado se a diferença $P_0 - P_1^*$ é menor ou igual a uma tolerância a ser definida. Caso essa condição seja satisfeita, considera-se o processo como concluído e aceitam-se os resultados da última iteração. Caso contrário, prossegue-se com as iterações, obtendo-se o vetor de deslocamentos nodais D_2 a partir da matriz rigidez global atualizada k_1 e o vetor de cargas nodais P_0 .

Passo 5-

São repetidos os passos 2, 3 e 4 .

IV.4.3-PROGRAMA PRINCIPAL

O programa **PÓRTICO7**, para análise de estruturas reticuladas do tipo pórtico plano segundo o Método dos Deslocamentos, contém cerca de 700 linhas com 10 subrotinas sucintamente descritas a seguir. Na figura 4.7. é apresentado um fluxograma do programa principal.

FLUXOGRAMA DO PROGRAMA PRINCIPAL
FLUXOGRAMA DO PROGRAMA PRINCIPAL

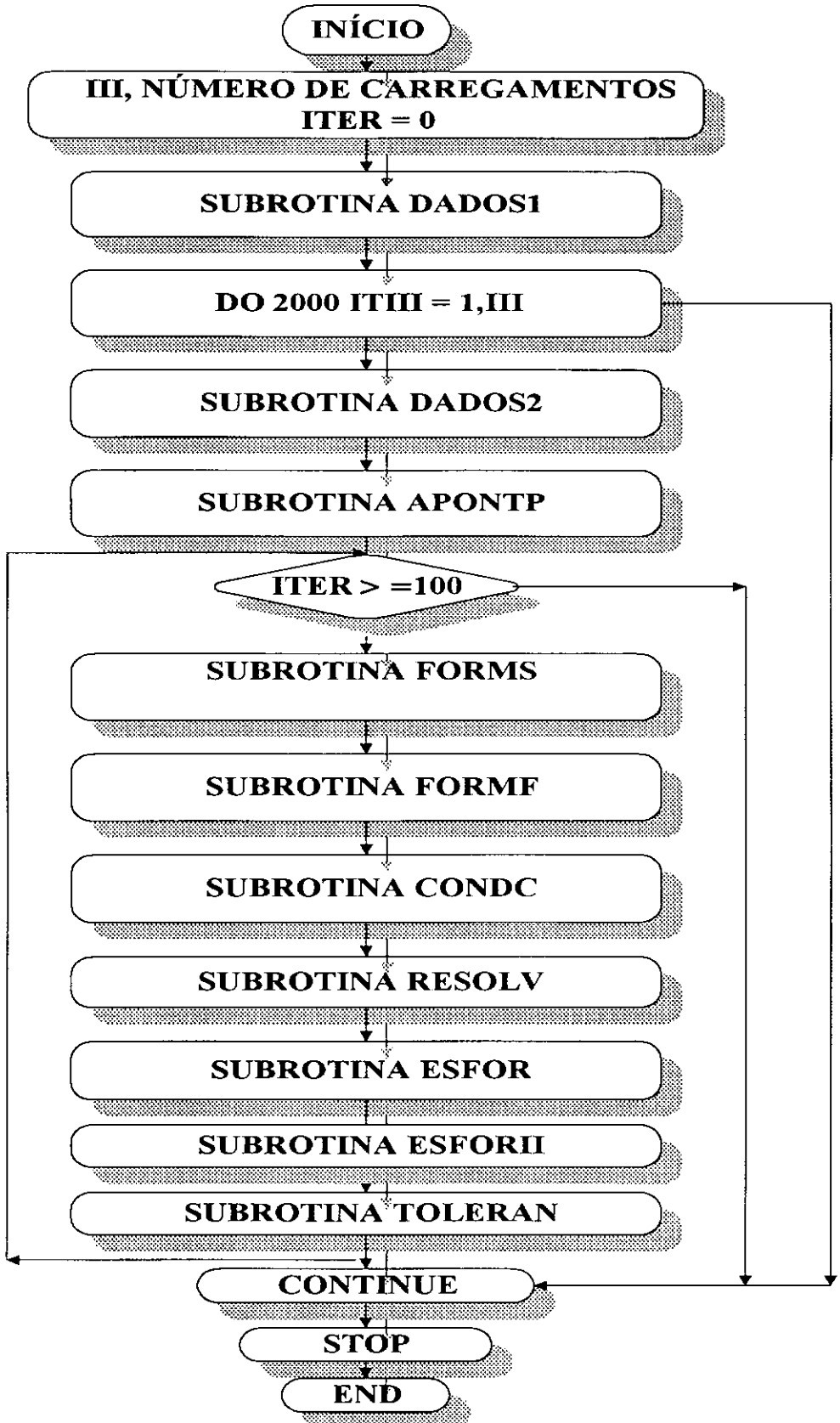


Figura 4.7- Fluxograma do programa PÓRTICO7

IV.4.4-SUBROTINAS

1. DADOS 1:

Esta subrotina faz a leitura de dados geométricos, tipos de seção, condições de contorno, como também as constantes de mola e parâmetros da curva hiperbólica do solo referente a cada apoio.

2. DADOS 2:

Esta subrotina faz a leitura das cargas nodais aplicadas nos encontros nodais da estrutura para cada novo carregamento.

3. APONT:

Esta subrotina é responsável por formular o vetor apontador P, que tem a finalidade de arquivar a posição dos elementos da diagonal da matriz de rigidez global da estrutura depositados no vetor A.

4. FORMS:

Esta subrotina é responsável por formular a matriz de rigidez global, sendo esta arquivada num vetor A, zerado após cada iteração.

5. FORMF:

Esta subrotina é responsável por iniciar as cargas nodais num vetor de forças F , que posteriormente também será zerado e utilizado para guardar o vetor de deslocamentos obtido na subrotina ESFOR.

6. CONDC:

Esta subrotina tem por finalidade introduzir as condições de contorno na matriz de rigidez representada pelo vetor A , utilizando para os apoios rígidos, ditos indeslocáveis, a *técnica do número grande*.

7. RESOLV:

Esta subrotina tem por finalidade resolver o sistema de equações. O método utilizado para a resolução do sistema de equações é o *método de Cholesky*.

8. ESFOR:

Esta subrotina é responsável por calcular os esforços na extremidade de cada elemento, as reações de apoio e os deslocamentos de cada ponto nodal, direcionando estes resultados para um arquivo de saída gerado anteriormente.

9.ESFOR2:

Esta subrotina tem a finalidade de, através de iterações sucessivas, utilizando o método da secante, percorrer a hipérbole *força x deslocamento* que melhor representa o

comportamento do solo, e obter a rigidez do solo relativa ao carregamento aplicado na estrutura.

10. TOLERAN:

Esta subrotina tem por finalidade verificar se o critério de parada já foi atingido segundo uma determinada tolerância.

CAPÍTULO V - Estudo de Casos

A partir de resultados de provas de cargas à compressão (Quevedo, 1993 e ABEF , 1989) e através da utilização do *coeficiente de reação horizontal do solo* (k_h) e *tensão última* p_u , são modelados os comportamentos de estacas na interação *solo-estrutura* para os casos estudados a seguir. Este estudo permite comparar os resultados, nas análises de interação *solo-estrutura*, considerando os comportamentos linear e não-linear do elemento de fundação.

O estudo de casos permite que se obtenham conclusões acerca das vantagens do modelo não-linear, bem como demonstrar a viabilidade da sua aplicação ao estudo da interação *solo-estrutura*.

V.1-PÓRTICO PLANO DE UM EDIFÍCIO COM EXCENTRICIDADE NA FUNDAÇÃO DE UM PILAR

Neste item estuda-se o comportamento de um pórtico de edifício quando um de seus pilares apresenta fundação excêntrica. Tem-se por objetivo, então, verificar a resposta desse pilar à solicitação de um carregamento, analisando-se a excentricidade de sua fundação segundo as prescrições pertinentes da Norma de Fundações NBR-6122.

A partir desta consideração, são analisados dois pórticos. O primeiro, de um edifício de 4 pavimentos, com pé direito de 3m e o segundo, de um edifício de 19 pavimentos e pé direito de 3m. Adota-se para estas estruturas um valor de f_{ck} , resistência característica à compressão do concreto, igual a 18MPa.

Adotou-se, como fundação do pórtico, estacas tipo Franki. Admitiu-se, como comportamento carga x deslocamento da estaca, aquele representado pela prova de carga de estaca isolada D3.BDD, em areia, apresentada por Benegas (1993). Para obtenção dos parâmetros da curva carga x recalque, que o programa utiliza, foi realizada uma análise de regressão não-linear (com o uso do programa Statgraphics) nos pontos correspondentes aos resultados da prova de carga. A tensão de ruptura (Q_{rup}) da estaca é obtida através de interpretação de prova de carga, segundo o critério de Van Der Veen modificado (ver anexo I).

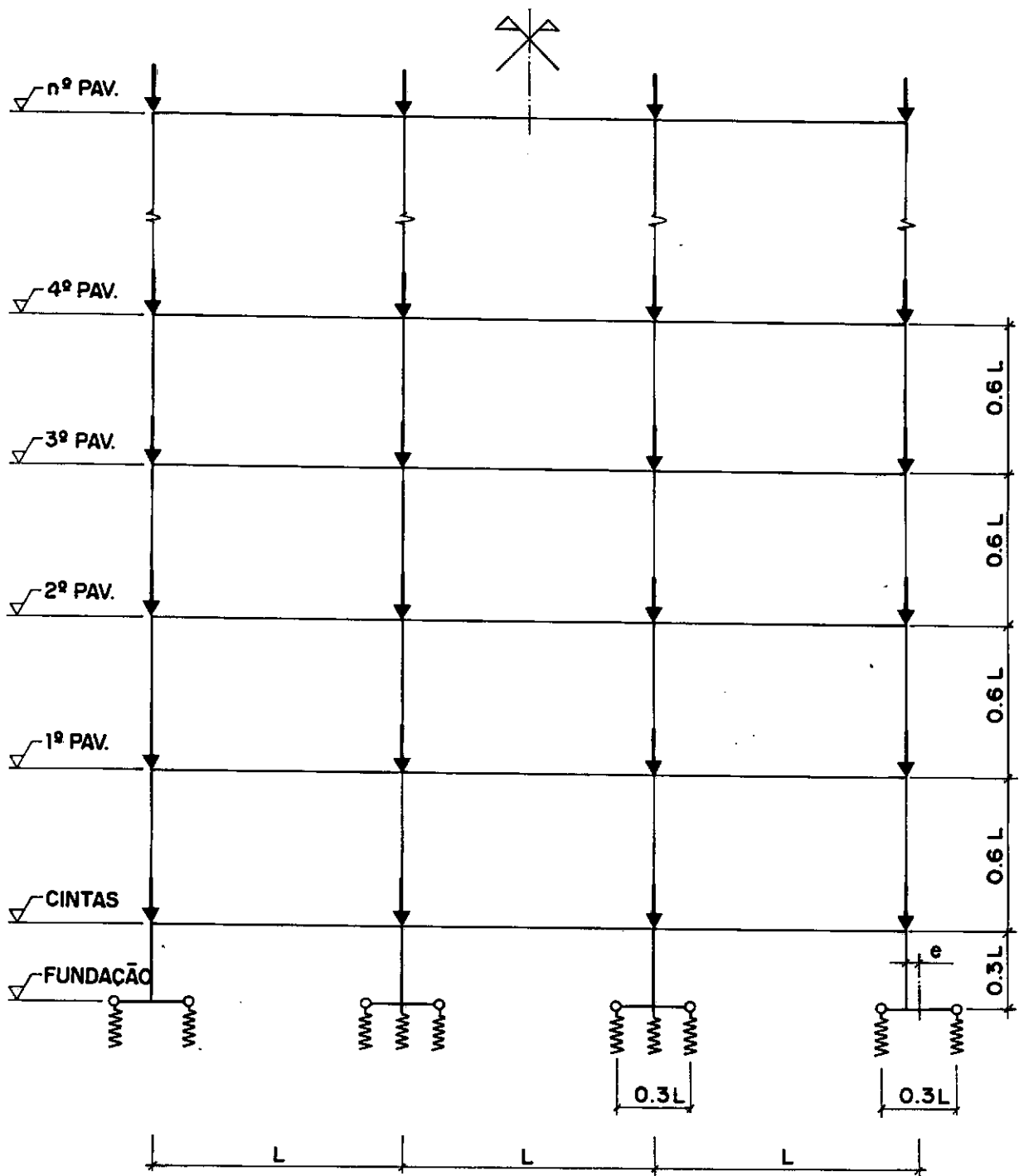
Para os pilares extremos, adota-se um bloco de coroamento com 2 estacas; para os pilares centrais, admite-se um bloco de coroamento com 3 estacas. Para o bloco de coroamento, é adotada a hipótese de comportamento de corpo rígido (atribuindo a este, rigidez elevada).

Na figura 5.1, esse pórtico é mostrado através de um desenho esquemático, onde estão representados os elementos, nós e condições de contorno da estrutura.

Quanto ao carregamento adotado são feitas as seguintes considerações:

1)Tendo em vista que, no caso de pórticos de andares múltiplos (típicos de estruturas de edifícios) as linhas de pilares centrais são mais carregadas do que as de pilares de extremidade, observa-se esta distribuição de cargas neste estudo. As diferenças de carregamento geram recalques diferenciais que, devido à tendência de uniformização dos mesmos, faz com que haja uma redistribuição de esforços, promovida pela rigidez do conjunto fundação-estrutura.

2)Para o estudo da influência da rigidez de estruturas de alturas diferentes adota-se, para o carregamento dos dois pórticos em estudo, um carregamento equivalente, que corresponde a um dado carregamento dividido pelo número de pavimentos.



$$I_{\text{viga}} = I_{\text{cinta}} = 0,85 I_{\text{pilar}}$$

I = momento de inércia do elemento

e = excentricidade em relação ao centróide do bloco de coroamento

Figura 5.1- Esquema do Pórtico Plano com Fundação Excêntrica

São analisados 4 casos de excentricidade na fundação. Os valores adotados para as excentricidades entre o pilar de extremidade e sua fundação são de 0, 10, 20, 30 cm do centro do pilar em relação ao eixo do bloco de coroamento. O mesmo procedimento é realizado considerando o comportamento linear e não-linear da fundação. Para uma análise convencional, procede-se à análise considerando o pórtico em estudo com apoios indeslocáveis, sem restrição à rotação (rótula).

Segundo prescrição da Norma Brasileira para Projeto e Execução de Fundações, NBR-6122, para casos de excentricidade entre pilar e elemento de fundação em estacas (item 7.9.7.5), tolera-se que a carga admissível da estaca (Q_{adm}) seja ultrapassada em até 15%. Para o caso de um pilar incidindo, com uma carga P_i e excentricidade e , em um bloco de coroamento rígido, com duas estacas apresentando uma distância entre eixos b , essa consideração pode ser representada pela seguinte expressão:

$$\frac{P_i}{2} + \frac{P_i \cdot e}{b} \leq 1.15 \cdot Q_{adm}$$

Foi verificado que as fundações, referentes ao pilar de extremidade, para uma excentricidade máxima de 30 cm em relação ao pilar, atendem aos requisitos estabelecidos pela Norma NBR-6122.

O pilar analisado foi dimensionado para o esforço de flexão-composta, com a utilização de ábacos de dimensionamento de Montoya (1973), para peças de concreto armado. Numa análise convencional deste pilar, obteve-se uma armadura mínima de aço, prevista pela Norma Brasileira para

Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, NBR-6113. Este pilar é, então, analisado com apoios com comportamento elástico para os modelos linear e não-linear, para todos os casos de excentricidade.

Os resultados obtidos são apresentados no Anexo II e nas figuras 5.2 a e b, através das curvas de momento fletor x excentricidade e área de aço x excentricidade, respectivamente.

Com o aumento da excentricidade na fundação, observa-se, principalmente para o modelo não-linear, um acréscimo dos esforços de momento fletor no pilar e, por consequência, também da armadura de aço necessária. Ao se compararem os esforços de momento fletor para uma excentricidade nula, nos casos convencional, linear e não-linear, é possível também se observar que o desenvolvimento destes é superior no caso não-linear. Esta tendência se deve ao fato de que, para o nível e distribuição de carregamento exercido pela estrutura, a fundação apresenta-se menos rígida para o caso não-linear, com maiores rotações no bloco de coroamento, gerando maiores esforços no pilar correspondente.

O aumento de esforços exigiria um redimensionamento, com aumento da área de aço. Normalmente, após a conclusão do estaqueamento de uma obra, realiza-se um levantamento da posição de cada estaca, a fim de se verificar eventuais variações em relação à locação de projeto. A partir deste levantamento, são então estudados todos os casos de excentricidade observados e, à luz das prescrições da Norma NBR-6122, tomadas as providências adequadas. Para o caso de blocos de duas estacas, prevalece o critério de que nenhuma providência se faz necessária se a carga máxima não ultrapassar

15% do valor admissível, conforme anteriormente citado. Chama-se atenção, entretanto, para o fato de que esta situação pode conduzir a rotações elevadas do bloco e, assim, acarretar a ruptura do pilar por flexão composta. Constata-se neste trabalho que uma verificação dos novos esforços no pilar adotando-se uma relação linear carga x deslocamento para as estacas pode proporcionar resultados contra a segurança.

Com o aumento do número de pavimentos, como já é esperado, há uma redistribuição das reações de apoios, visto que ocorre um aumento da rigidez global da estrutura. Nesta redistribuição os pilares extremos aumentam suas reações verticais em até 15 %. Ao comparar os resultados de esforços de momento no pilar em estudo, obtidos na análise dos pórticos de 4 e 19 pavimentos, é possível observar que estes também aumentam com o aumento do número de pavimentos (figura 5.2 b).

Para a variação de 4 e 19 pavimentos, mantida a carga total no pilar, observa-se um acréscimo de cerca de 25% no momento fletor neste pilar, para análise não-linear da fundação, independente do valor da excentricidade.

Comportamento de um pilar com fundação excêntrica

PROVA DE CARGA D3.BDD - $Q_{rup} = 1011.6 \text{ kN}$

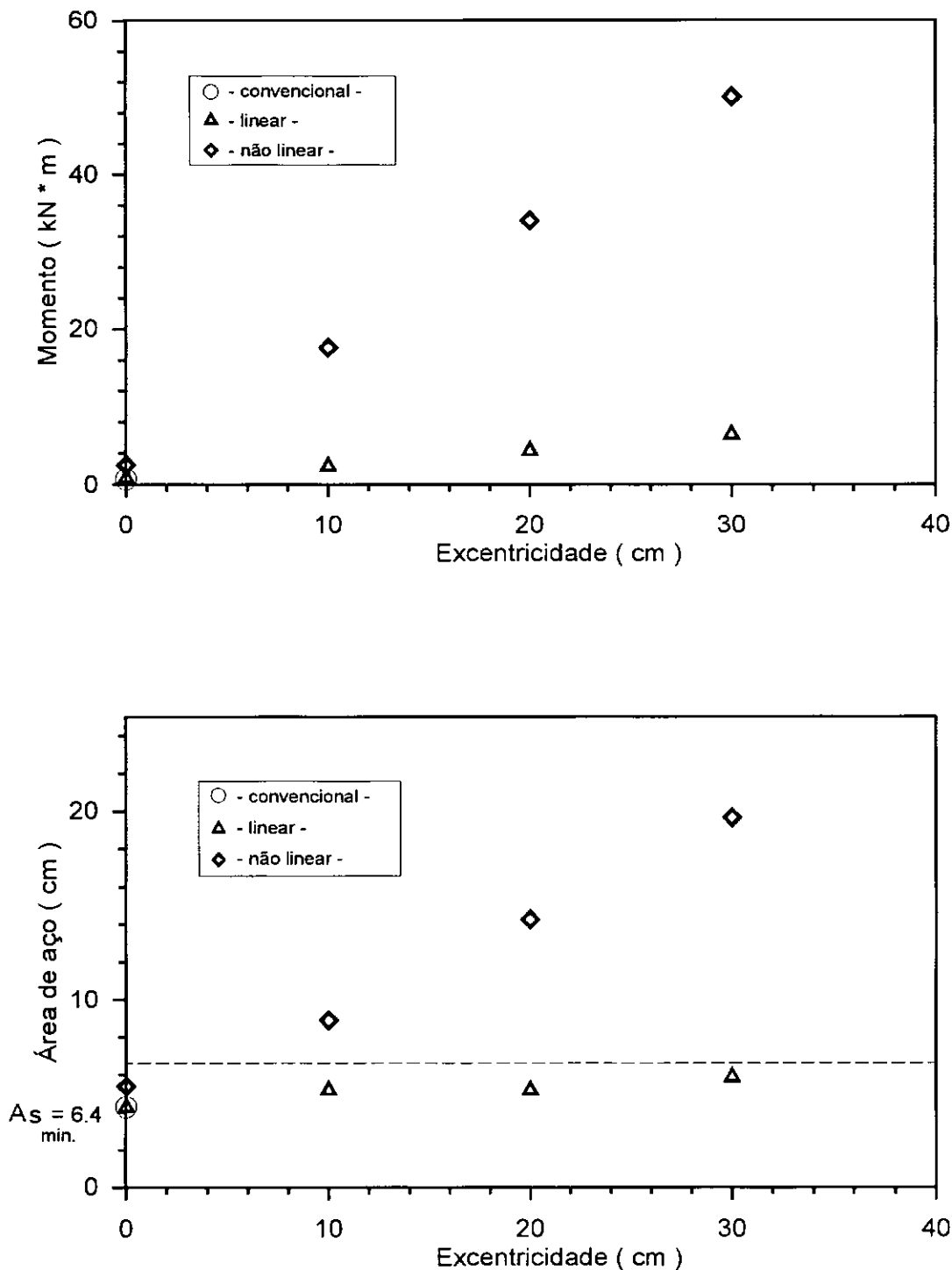


Figura 5.2 a - Curvas de Momento e Área Aço Necessária no Pilar Edifício com 4 pavimentos

Comportamento de um pilar com fundação excêntrica

Para 2 Edifícios de 4 e 19 pavimentos

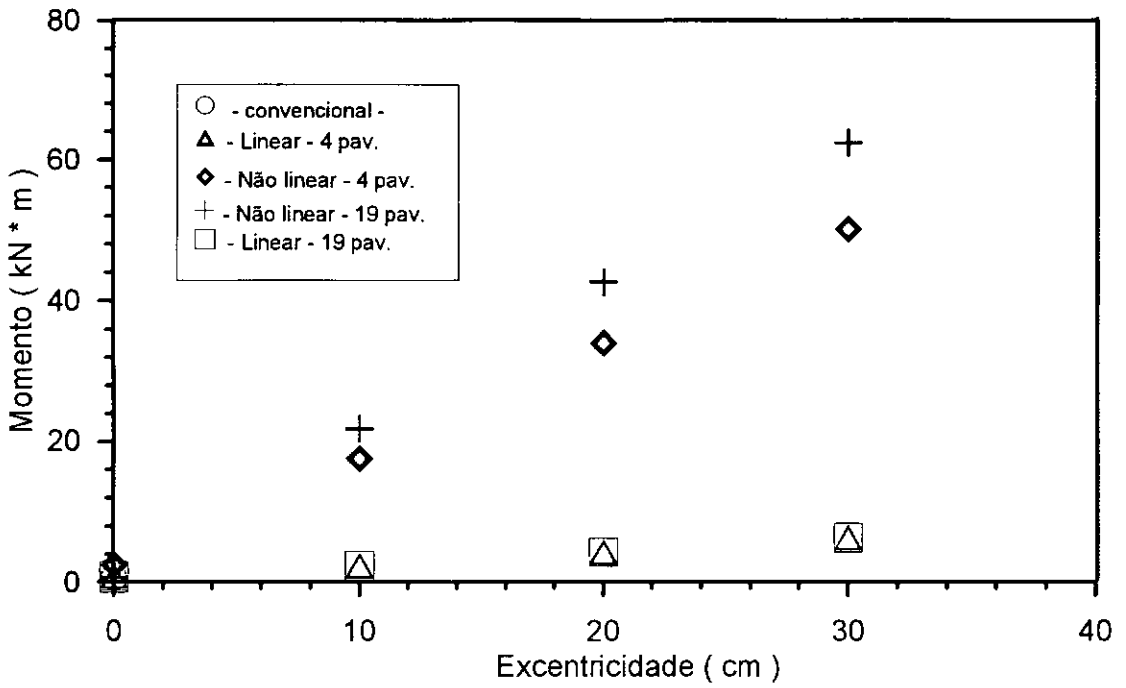


Figura 5.2 b - Curva Momento x Excentricidade

V.2-ESTUDO PARAMÉTRICO DA EXCENRICIDADE NA FUNDAÇÃO DE UM PÓRTICO SIMPLES

A excentricidade de carga em um elemento de fundação introduz uma rotação no mesmo, despertando desta forma esforços de momento fletor no respectivo pilar. Neste trabalho, realiza-se um estudo paramétrico a fim de se observar os efeitos provenientes da variação desta excentricidade.

A estrutura em estudo é um pórtico simples, composta por sete elementos onde quatro deles representam a fundação e três a super-estrutura, conforme pode ser observado na figura 5.3.

As fundações são representadas por um bloco de coroamento com duas estacas. Esse bloco apresenta uma rigidez elevada comportando-se, então, como um bloco rígido. As estacas têm seus comportamentos carga-recalque representados pelos resultados das provas de carga sobre estacas isoladas D3.BDD e FRA1, obtidas de Benegas(1993) e de ABEF(1989), e incluídos respectivamente nos itens II.1 e II.2 do anexo II deste trabalho.

Como pode ser observado nos gráficos apresentados nas figuras 5.4 e 5.5, o desenvolvimento dos esforços de momento fletor (sob forma adimensional), para o caso linear, apresenta curvas coincidentes à medida que o carregamento aumenta. Isso se deve ao fato de que tanto a estrutura como a fundação apresentam comportamento linear. Dessa maneira, então, comprova-se a validade do Princípio da

Superposição de Efeitos e da Lei de Hooke. Já no segundo caso, onde somente a estrutura apresenta comportamento linear, as curvas não mais se apresentam coincidentes, acarretando, assim, esforços maiores. Isso se justifica devido à diminuição da rigidez da fundação decorrente do comportamento do modelo hiperbólico admitido. Esse processo ocorre até que, para um dado nível de carregamento, a rigidez da fundação tende a se estabilizar, ou seja, a curva hiperbólica se aproxima da sua assíntota inclinada. Nesse estágio as curvas de momento fletor começam a ficar mais próximas e tendem a coincidir. Para este último estágio o nível de rotação da fundação e de esforços no pilar é tão alto que o pilar já estaria rompido.

As rotações sofridas na base do pilar se apresentam muito mais acentuadas no caso não-linear. À medida que a excentricidade cresce, o comportamento da estrutura torna-se mais instável e apresenta maiores rotações.

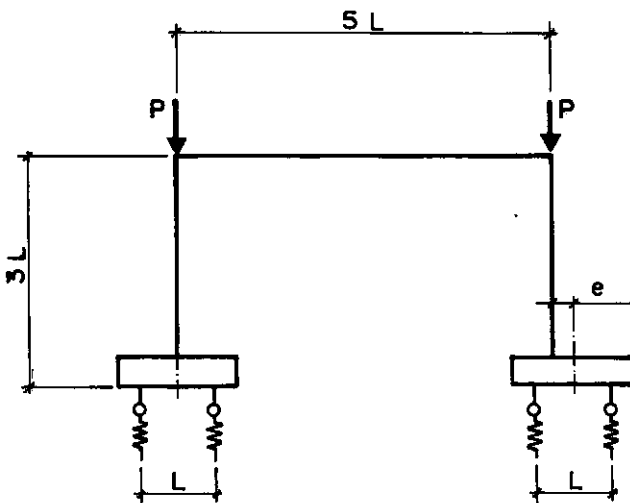
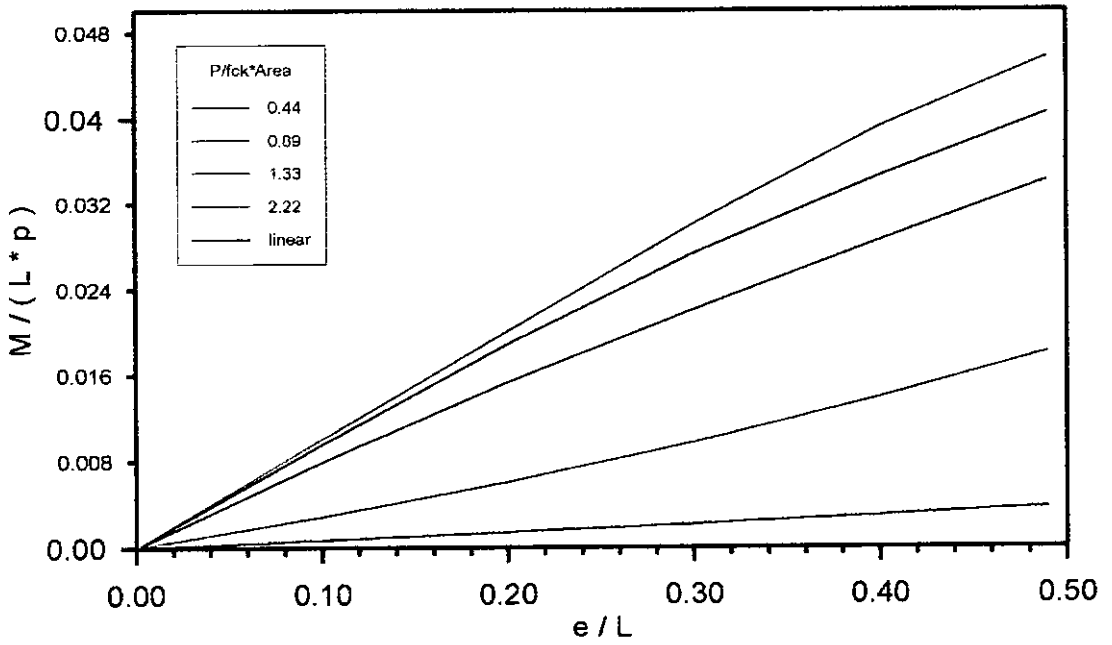


Figura 5.3 - Esquema de um Pórtico Plano Simples

- Gráficos Adimensionais -
 PROVA DE CARGA D3.BDD

Momento



Rotação

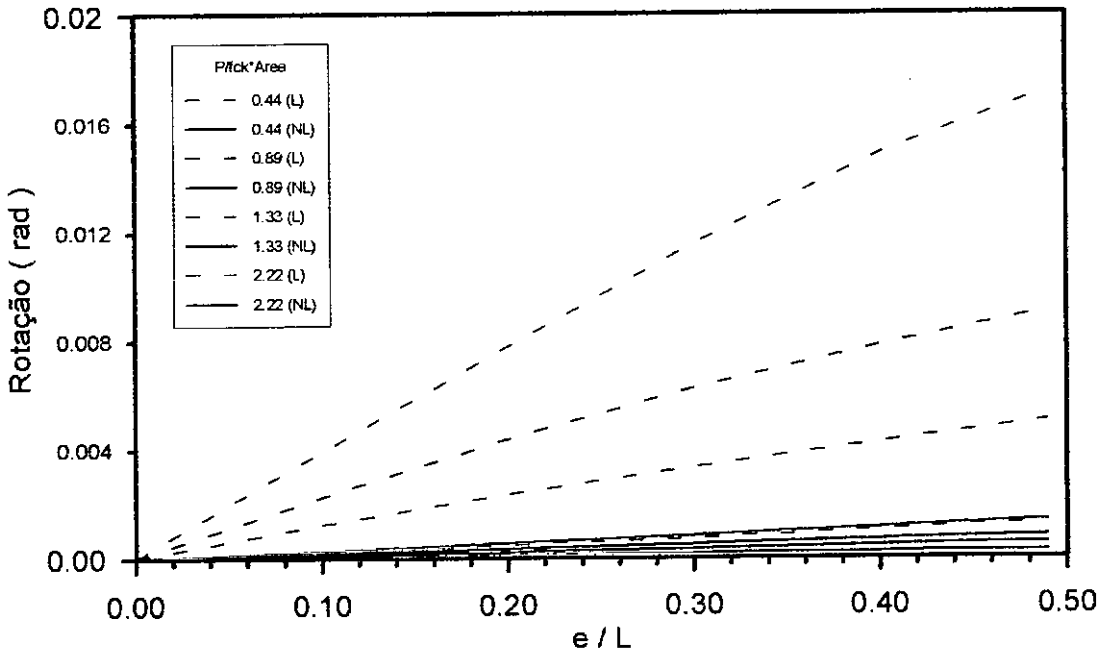
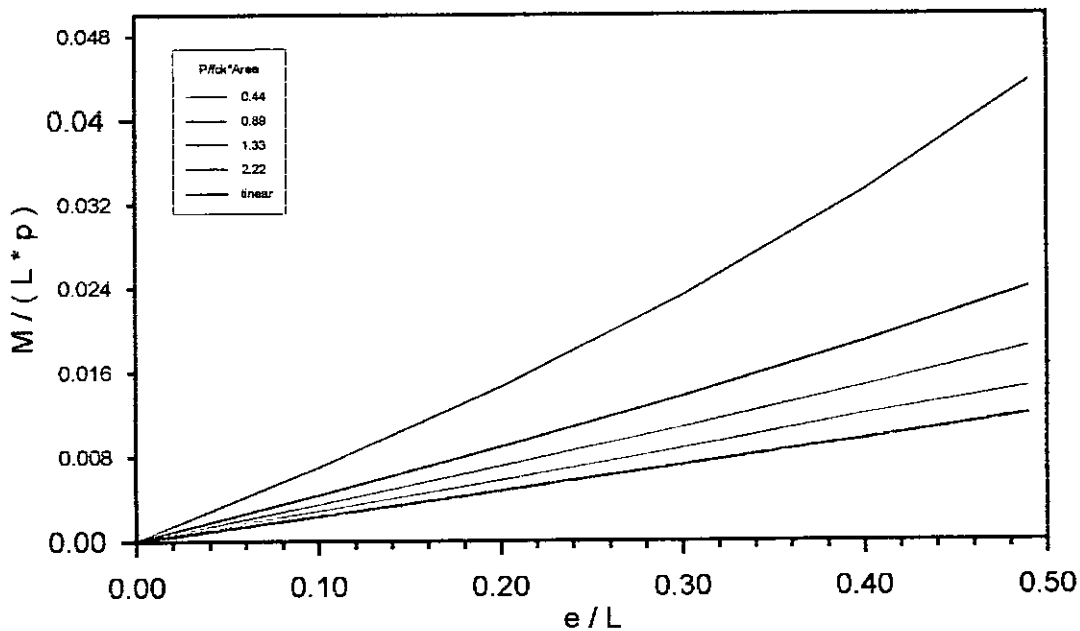


Figura 5.4

- Gráficos Adimensionais -
PROVA DE CARGA FRA1

Momento



Rotação

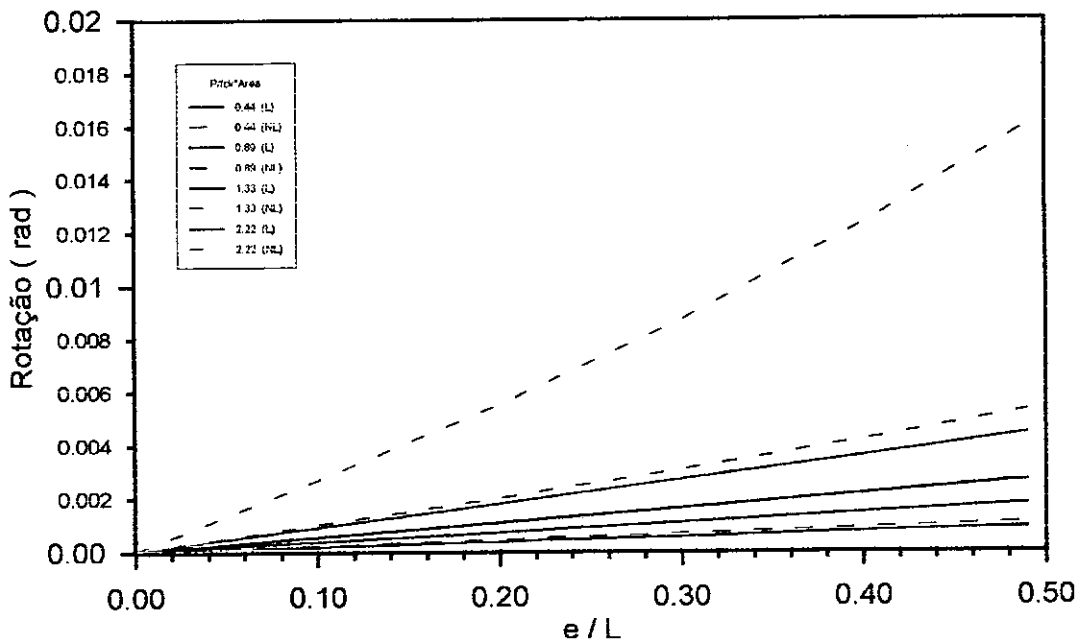


Figura 5.5

V.3. ESTACA SUBMETIDA A UM ESFORÇO HORIZONTAL H PARA O COMPORTAMENTO LINEAR E NÃO-LINEAR:

Objetivando o estudo do comportamento de estacas carregadas transversalmente, são realizadas análises segundo os modelos linear e não linear de fundações para três tipos de solo.

A figura 5.6 apresenta um desenho esquemático de uma estaca longa, de 15m de comprimento enterrado, com o topo não restringido, carregada por uma força horizontal H. A estaca é modelada com 31 elementos, 32 nós e 30 condições de contorno representando as restrições aos deslocamentos conferidas pelo solo. Trata-se de uma estaca de concreto pré-moldado com um valor de f_{ck} de 20MPa. A essa estrutura foram aplicados 5 cargas horizontais H de 20 kN a 100 kN.

O solo foi representado a partir do método do coeficiente de reação horizontal (k_h), para as análises linear e não-linear, sendo que, para esta última, utilizou-se também a tensão última p_u , representado a assíntota horizontal da hipérbole de dois-parâmetros. São realizadas análises para os seguintes tipos de solos:

1º Caso) Areia compacta;

2º Caso) Argila rija;

3º Caso) Argila mole.

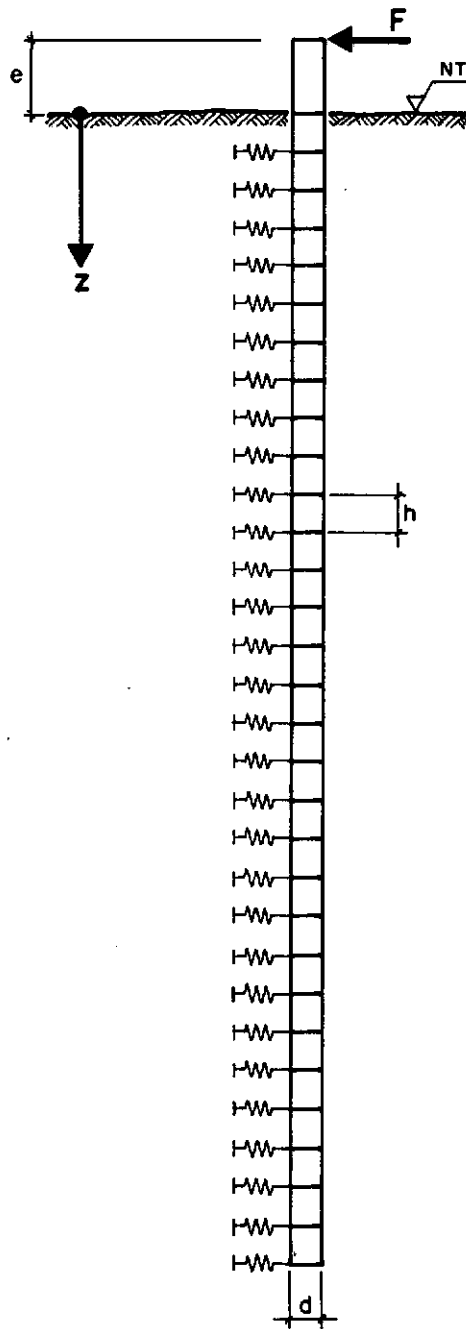


Figura 5.6-Desenho esquemático de uma estaca longa carregada transversalmente

As estacas em estudo foram dimensionada para o esforço de flexão simples, por não apresentarem carregamento axial além do seu peso próprio, que foi desprezado.

Nas figuras 5.7 a 5.15 são apresentados os resultados obtidos (sob a forma adimensional) de momento x profundidade, deslocamento x profundidade e cortante x profundidade, respectivamente para os três casos estudados.

A partir destes gráficos, pode-se facilmente perceber as diferenças no comportamento das estacas para os diferentes tipos de solo. Os maiores deslocamentos foram encontrados para estaca em argila mole, visto que a rigidez deste solo é menor e o seu coeficiente de reação horizontal (k_h) aumenta em função da profundidade. A estaca analisada para argila rija apresentou menor, porém não desprezível, diferença entre os resultados das análises linear e não-linear, porquanto o valor da tensão última p_u é superior aos dos demais casos. Neste estudo o caso estaca em areia apresentou maior variação de resultados entre as análises linear e não-linear realizadas.

O programa PÓRTICO7 também foi comparado com os resultados obtidos pelo programa PILEMICRO da COPPE-CIVIL-UFRJ (Área de Estruturas), que realiza análises não-lineares em estacas de estruturas Offshore segundo os critérios da Norma Americana API (1993), American Petroleum Institute, para Projeto e Execução de Estruturas Offshore. Para tal comparação, foi necessário considerarem-se as diferenças de concepção entre os dois programas e tentar minimizá-la dentro do possível.

O caso estudado é um solo de argila mole saturada, onde a rigidez lateral, segundo API (1993), é obtida por uma curva p-y, que depende da tensão última p_u e da deformação específica ϵ . A formulação proposta pela API (1993) para

obtenção de p_u em argilas corresponde à mesma utilizada neste estudo e descrita no capítulo III.

A curva p-y proposta pela API (1993) é apresentada no Anexo II, juntamente com a curva hiperbólica de 2 parâmetros, para efeito de comparação. As curvas foram traçadas para o nível de deslocamento obtido nos exemplos executados. Os resultados encontrados através do Programa PÓRTICO7 são da ordem de 10% superiores aos obtidos pelo programa PILEMICRO. Esta diferença se deve ao fato de sua curva p-y se desenvolver acima da curva hiperbólica.

O Programa PÓRTICO7, para análise linear, foi comparado com o Programa SALT, da Escola de Engenharia da UFRJ, obtendo resultados satisfatórios (ver anexo III).

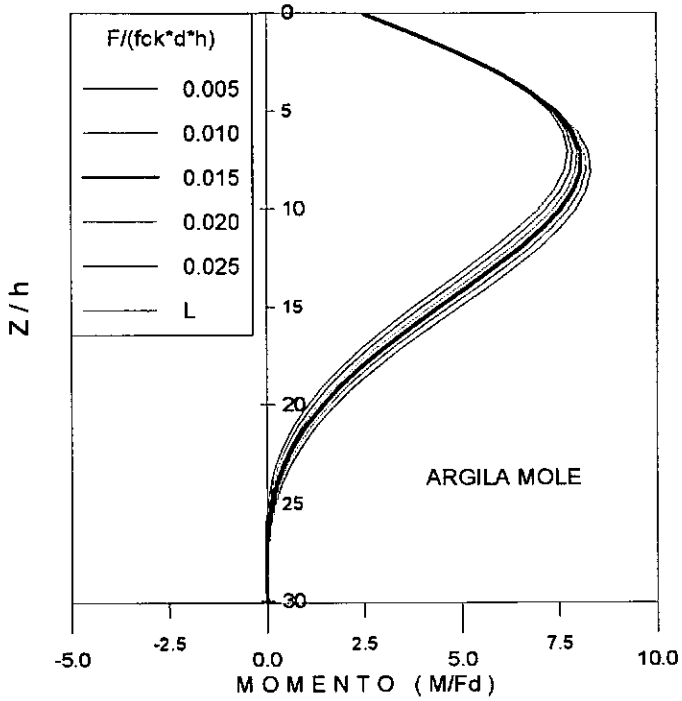


Figura 5.7

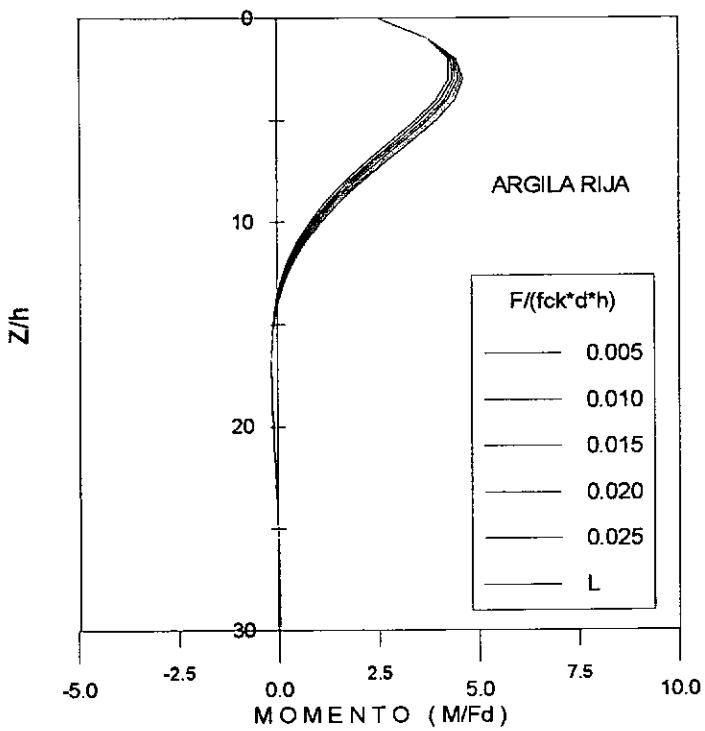


Figura 5.8

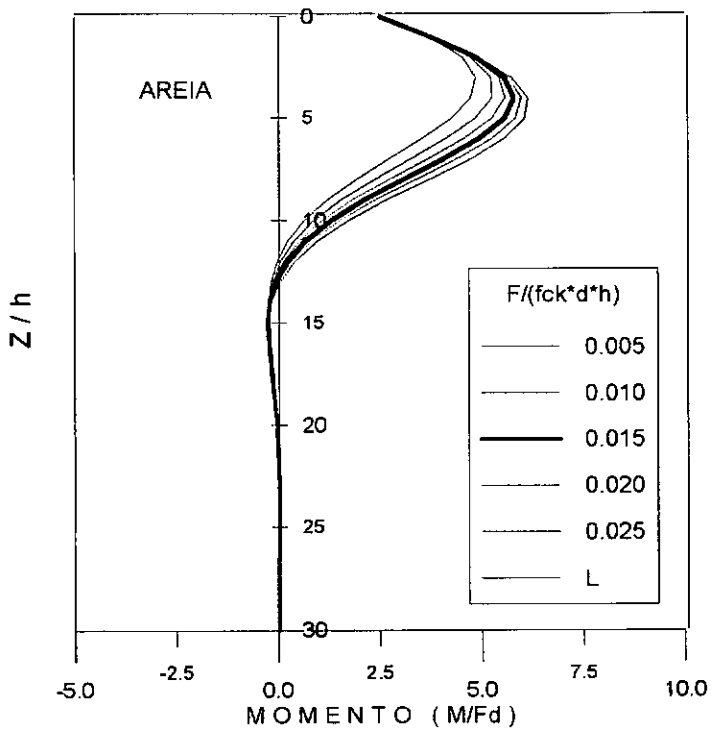


Figura 5.9

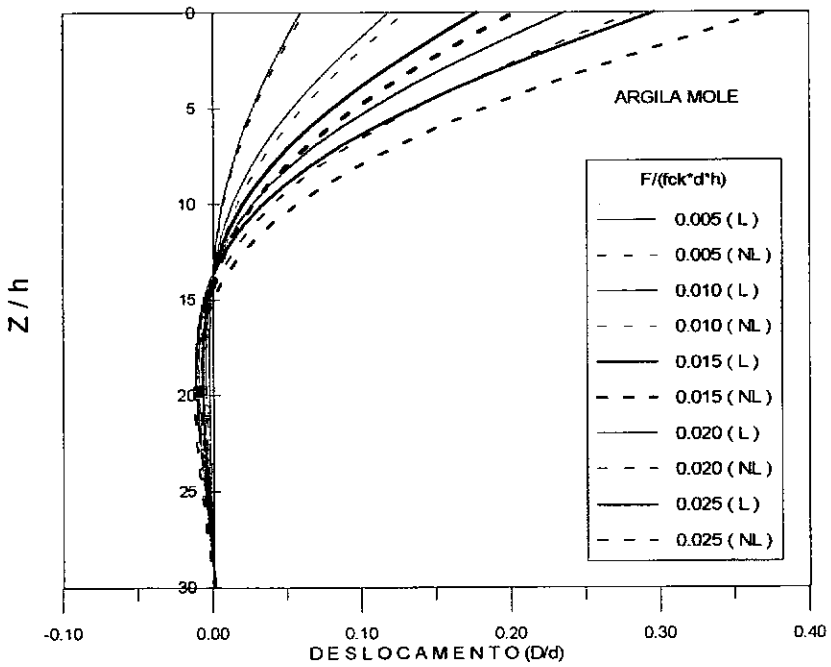


Figura 5.10

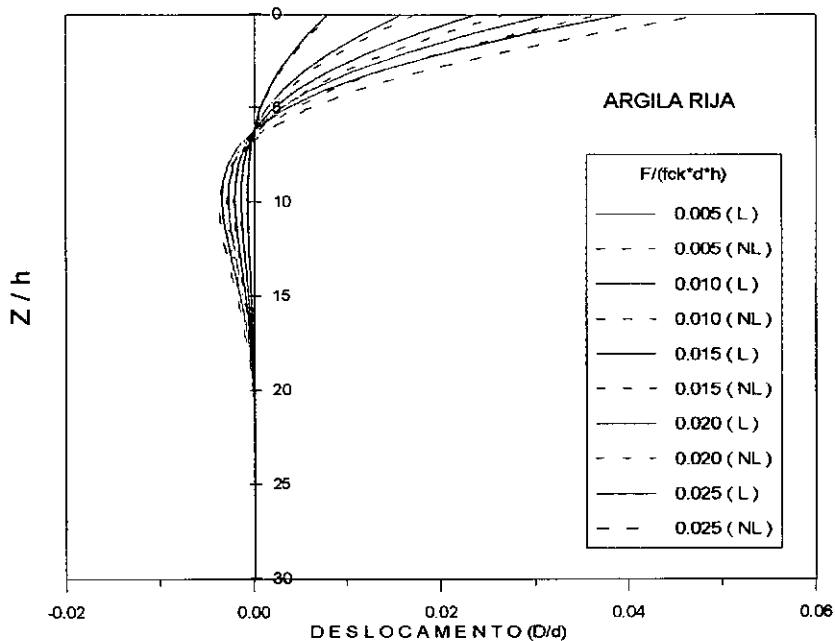


Figura 5.11

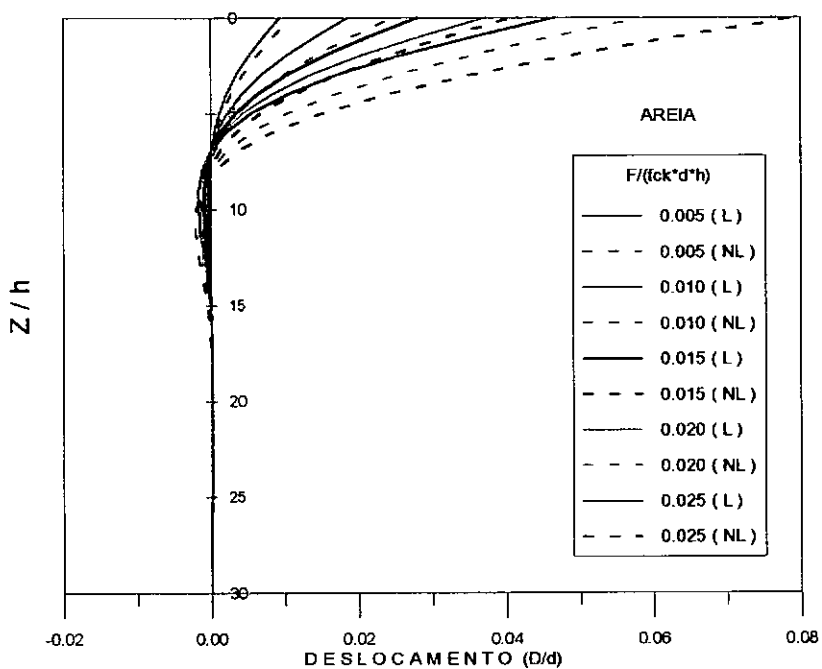


Figura 5.12

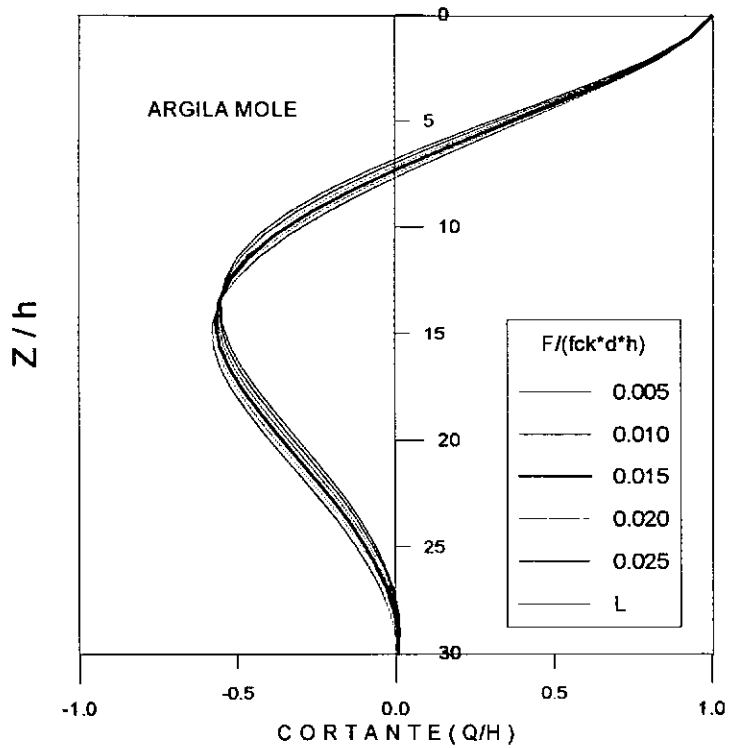


Figura 5.13

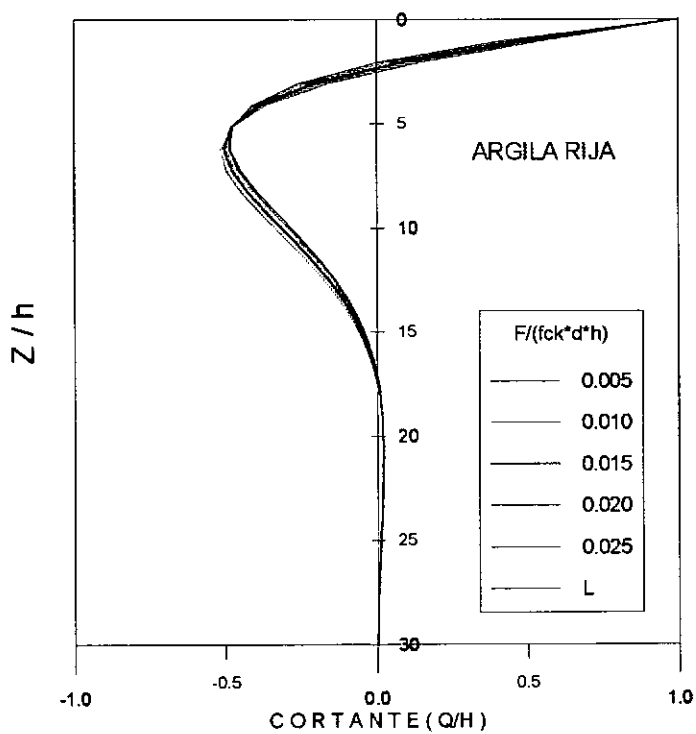


Figura 5.14

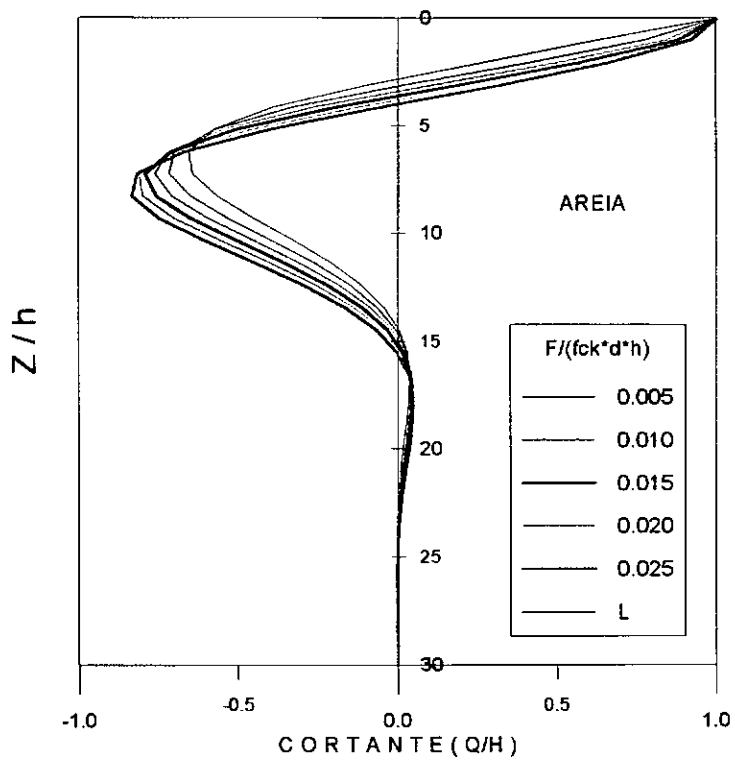


Figura 5.15

CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

CONCLUSÕES

O programa desenvolvido se constitui numa ferramenta eficiente para análise da interação solo-estrutura. Sua principal vantagem é o fato de considerar o comportamento não-linear da fundação, quando comparado com programas que consideram apenas o comportamento linear. Os resultados encontrados na análise são considerados satisfatórios, comprovando assim a validade da utilização do programa Pórtico7.

No estudo da excentricidade na fundação em estacas, foi observado que os métodos convencionais não são suficientes para a avaliação do comportamento de uma estrutura submetida a carregamento excêntrico. Observa-se que os esforços adicionais impostos aos pilares, usualmente não computados em projeto, podem trazer riscos a estruturas projetadas no limiar da segurança. Os limites prescritos pela norma de fundações NBR-6122 não prevêm os efeitos da interação solo-estrutura nem a não-linearidade no comportamento do solo. Portanto, ainda que tais limites sejam observados no projeto de fundações, isso não significa, necessariamente, a obtenção da segurança adequada.

Para o exemplo analisado, de um pórtico de 4 pavimentos (figuras 5.2 a e b), o momento no pilar adjacente à fundação, obtido através da análise não-linear, é cerca de 500% a 700% maior do que o da análise linear, para excentricidades entre 10% e 30%, respectivamente, em relação à distância entre eixos de estacas do bloco de coroamento. **Esta conclusão é particularmente relevante quando se observa que o item 7.9.7.5 da NBR-6122 admite que a carga admissível da estaca seja ultrapassada em até 15%, em casos de excentricidade de carga, sem chamar a atenção para as implicações estruturais correspondentes.**

O aumento de pavimentos de uma estrutura de andares múltiplos pode acarretar um acréscimo no momento fletor despertado no pilar ligado a uma fundação excêntrica. No caso estudado nesta dissertação, para a variação de 4 para 19 pavimentos, mantida a carga total no pilar, observa-se um acréscimo de cerca de 25% no momento fletor neste pilar, para análise não-linear da fundação, independente do valor da excentricidade.

No estudo de estacas carregadas transversalmente, quando comparados os resultados da análise linear e não-linear, foram observados que os maiores esforços encontrados de momento fletor e cortante foram obtidos na análise não-linear.

Os resultados obtidos na análise de estacas carregadas transversalmente demonstram que, para os casos analisados, o efeito da não-linearidade é mais acentuado para o caso de estacas em areia.

SUGESTÕES

1. Considerar em análises futuras, além da não-linearidade física do solo, a não-linearidade geométrica da estrutura.

2. Implementação do programa **PÓRTICO7**, que analisa pórticos planos (2D), para análise também de pórticos espaciais (3D), tornando-o mais abrangente na análise de estruturas.

3. Analisar a dependência de deslocamentos para melhor representação do comportamento entre elementos da estrutura que apresentam rigidezes muito diferentes.

Referências Bibliográficas:

- ABEF (1989), ABEF Research on Foundation Engineering, publicação
- API (1993), Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, American Petroleum Institute.
- AOKI, N. e Velloso, D. A. (1975), An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles, V PAN AM CSMFE- Buenos Aires.
- BARATA, F. E. (1986), Recalques de Edifícios sobre Fundações Diretas em Terrenos de Compressibilidade Rápida e com a Consideração da Rigidez da Estrutura , Tese de Concurso para Professor Titular do Departamento de Construção Civil, Escola de Engenharia da U.F.R.J., Rio de Janeiro, BRASIL.
- BENEGAS, E. Q. (1993), Previsões para Curva Carga-Recalque de Estacas, a partir do S.P.T., Tese de Mestrado, COPPE - U.F.R.J., Rio de Janeiro, Brasil.
- BRINCH-HANSEN, J., (1963) - Discussion on Hiperbolic stress-strain response: Cohesive soil . ASCE 89 - Journal of Soil Mechanics and Foundations, vol.89, SM4, pp.241-242.
- BROMS, B. B. (1965), Design of Laterally Loaded Piles, ASCE- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division , SM3, pp.79-99.
- FLEMING, W. G. K. et al (1985), Piling Engineering, Ed. John Wiley and Sons, New York.

- FONTE, A. O. C., Pontes Filho, I e Jucá, J. F. T. (1994), Interação Solo-Estrutura em Edifícios Altos . X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação, vol. 1, pp.239-246, Foz do Iguaçu, Brasil.
- GERE, J.M. e Weaver, W.W. Jr. (1965)- Análise de estruturas reticuladas, Editora Guanabara Dois, Rio de Janeiro.
- GUSMÃO, A. D., (1990) - Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações, Tese de Mestrado, COPPE - U.F.R.J., Rio de Janeiro, Brasil.
- GUSMÃO, A. D. (1994), Aspectos Relevantes da Interação Solo-Estruturas em Edificações . Solos e Rochas, São Paulo, 17,(1):47-55, abr., 1994.
- GUSMÃO, A. D. e Gusmao Filho, J. A. (1994), Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura em Edificações, X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação, Foz do Iguaçu, vol.1, pp.66-74.
- KONDNER, R. L., (1963). Hiperbolic stress-strain response: Cohesive soil, ASCE- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division 89.
- KUSHNER, S. G. (1994), Use of Nonlinear Models in Soil Mechanics, Mechanics and Fountation Engineering, vol. 31, nº4 .
- MARTINS, P. C. R. (1979) - Análise Não-linear de Estruturas Reticuladas Espaciais de Concreto Armado , Tese de Doutorado, COPPE - U.F.R.J., Rio de Janeiro.

- MEYERHOF, G. G. (1953), Some Recent Foundation Research and its Application to Design, Structural Engineer, vol.31, pp.151-167, Londres,.
- MEYERHOF, G. G. (1953), The Bearing Capacity of Foundation under Eccentric and Inclined Loads
- MONTOYA, P. S., Meseguer, A.G. e Cabré, F.M. (1973), Hormigon Armado, 7ª edición, Barcelona.
- MORGENSTERN, N. R.,(1975) Stress-Strain Relations for Soils on Practice , Proc. of V Panamerican Engineering, vol.IV, pp.01-41, Buenos Aires.
- PICHAVANT, P., (1974) -1º Seminário Brasileiro sobre Método do Elementos Finitos Aplicado à Mecânica dos Solos - COPPE - U.F.R.J., Rio de Janeiro.
- PALMER, L. A. e Thompson, J. B. (1948) - 'The Earth Pressure and deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrusts' - 2nd Conf. Int. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol.5, pp.156-161.
- POULOS, H.G. e Davis,E.H. (1980) - Pile Foundation Analysis and Design, Ed. John Wiley and Sons, New York.
- REESE, L. C., Cox, W. R., Koop, F. D. (1974) - Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Sixth Offshore Technology Conference, Houston, Texas, OTC 2080, pp.473-483.
- RANDOLPH, M. F. (1985), Pile Foundations for Offshore Structures, Notas de aula , COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

- REESE, L. C., O'Neil, M. W., e Smith, R.E. (1974) - Analysis of Laterlly Load Piles in Sand, 6th Offshore Technical Conference, Houston, paper OTC 2080, pp. 473-483.
- SANTA MARIA, P. E. L. (1989), Behaviour of Footings for Offshore Structures under Combined Loads
- SORIANO, H. Lima, S. (1993)- Análise de estruturas em computadores: Estruturas Reticuladas, vol.1, Cadernos Didático U.F.R.J., Rio de Janeiro, Brasil.
- TERZAGHI, K. (1955)- Evaluation of Coeficients of Sub-grade Reaction, Geotechnique, vol.5, nº4, pp.297-326.
- UKHOV, S. B., Znamenskii, V. V. e Kardonov, N. M.,(1993), Consideration of the Foundation's Flexibility in Determining Design Loads on Piles of Eccentrically Load Groups, Soil Mechanics and Foundation Engeneering, vol. 30 nº 1, pp.33-36.
- VAN DER VEEN, C. (1953), The Bearing Capacity of a Pile, proc. 3rd ICSMFE, vol. 2, pp. 84-90, Zurich.

Bibliografia Consultada:

- BARATA, F. E. (1984), Propriedades Mecânicas dos Solos: uma Introdução ao Projeto de Fundações, LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro, Brasil.
- BOWLES, J. E. (1988), Foundation and Design , 4th Edition, McGraw-Hill Book Company.
- COOK, Markus & Flesha, Concepts and Applications of Finite Element Analysis, 3th Edition.
- COSTA E SILVA, A. (1989), Notas de aula da Disciplina de Concreto Armado III - Dimensionamento de Pilares à Flexão Composta, Escola de Engenharia, U.F.R.J., Rio de Janeiro,
- DOVNAROVICH, S. V. (1994), Design : Limits of Applicability of Linear Calculation of Foundation Settlements and Ultimate Bearing Pressures, Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 31, nº 3, pp. 102-107, Russian.
- GARCIA, L. F. T. (1987) - Análise não linear de pórticos planos de concreto armado , Tese de Doutorado, COPPE - U.F.R.J., Rio de Janeiro, Brasil.
- MEYERHOF, G. G. (1964) - Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, Canadian Geotechnical Journal, vol.1, nº1, pp. 16-25.
- NBR-6122 - Projeto e Execução de Fundações, A.B.N.T. - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- PLEVKOV, V. S. e Polishchuk, A. I. (1993), Assigning Dimensions of the Footing of Eccentrically Loaded Foundation , Soil

Mechanics and Foundation Engineering, vol. 30 nº 5,
pp.196-200.

TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1978), Fundações Estruturas de Arrimo e Obras de Terra, Editora McGraw-Hill do Brasil.

VELOSO, D. , Notas de aula de Fundações Profundas, IME- Instituto Militar de engenharia, Rio de Janeiro.

WINTERKORN, H. F.(1975) & Fang,H. Y. ,Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, New York

ANEXOS

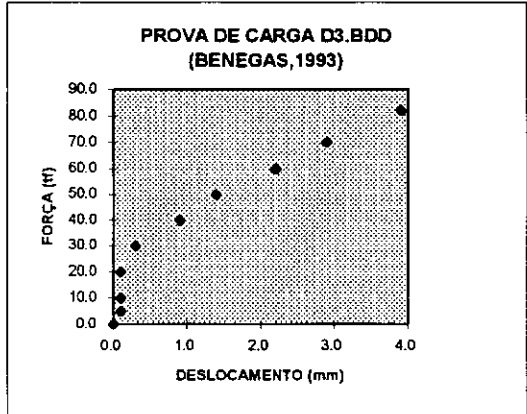
ANEXO I

ANEXO I.1- PROVA DE CARGA D3.BDD

PROVA de CARGA D3.BDD

| deslocamento mm | força tf |
|--------------------|-------------|
| 0.0 | 0.0 |
| 0.1 | 5.0 |
| 0.1 | 10.0 |
| 0.1 | 20.0 |
| 0.3 | 30.0 |
| 0.9 | 40.0 |
| 1.4 | 50.0 |
| 2.2 | 60.0 |
| 2.9 | 70.0 |
| 3.9 | 82.0 |

PARÂMETROS DA HIPÉRBOLE
A=178,5 tf/mm B=45,3 tf C=12,1 tf/mm

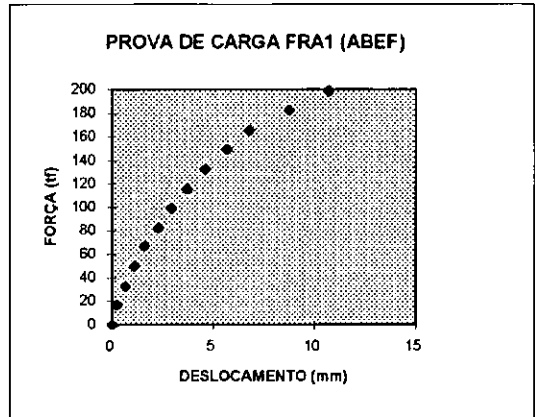


ANEXO I.2- PROVA DE CARGA FRA1

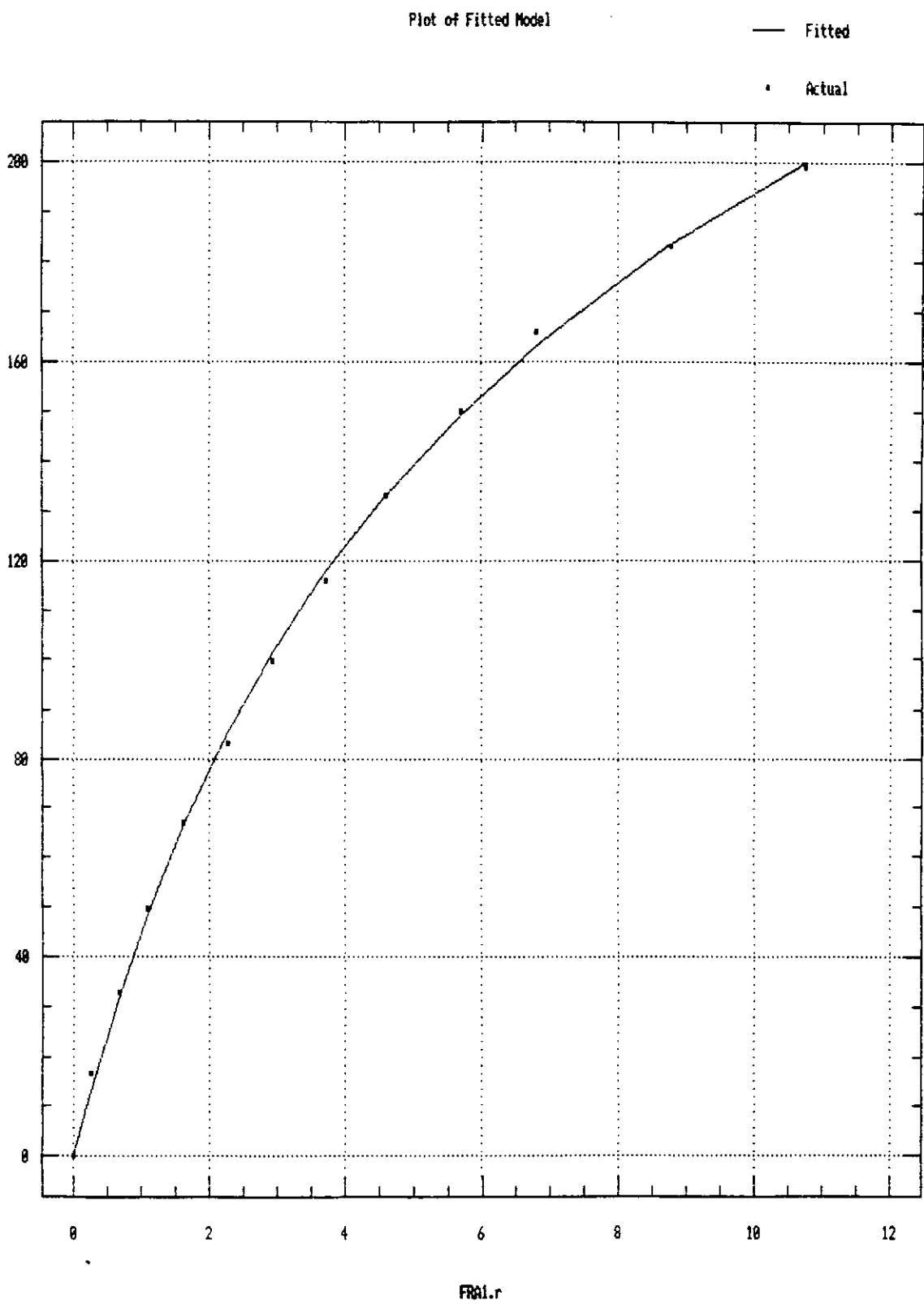
PROVA de CARGA FRA1

| deslocamento mm | força tf |
|--------------------|-------------|
| 0 | 0 |
| 0,26 | 17 |
| 0,66 | 33 |
| 1,08 | 50 |
| 1,62 | 67 |
| 2,28 | 83 |
| 2,93 | 100 |
| 3,72 | 116 |
| 4,61 | 133 |
| 5,69 | 150 |
| 6,8 | 166 |
| 8,78 | 183 |
| 10,75 | 199 |

PARÂMETROS DA HIPÉRBOLE
A=54,3 tf/mm B=270 tf C=3,2 tf/mm



REGRESSÃO NÃO-LINEAR - FRA1



ANEXO II

Comportamento de um pilar com fundação excêntrica (Estaca)
PROVA DE CARGA D3.BDD - $Q_{rup}=1011.6 \text{ kN}$

$d'/h=.10$
caso de carga 1- 4 PAV.

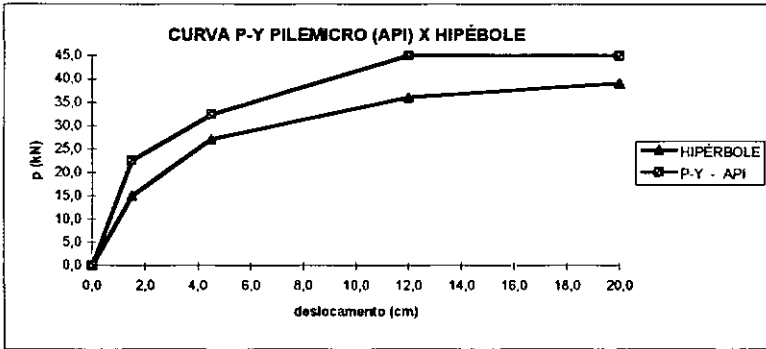
| | Momento(kN*cm) | Vertical (kN) | ex-pilar(cm) | ni | mi | w | as(cm2) | acnec(cm2) | asmin(cm2) | |
|-------------|------------------------|---------------|--------------|------|------|-------|---------|------------|------------|--------|
| | DIMENSÃO DO PILAR (m)= | | 0,35 | 0,3 | | | | | | %AS/AC |
| P12-EG-ROT | 66 | 791 | 2,1 | 0,84 | 0,05 | 0,135 | 4,28 | 822,4 | 6,6 | 0,407 |
| 10 | 63 | 791 | 2,1 | 0,84 | 0,05 | 0,135 | 4,28 | 822,4 | 6,6 | 0,407 |
| 20 | 59 | 791 | 2,1 | 0,84 | 0,05 | 0,135 | 4,28 | 822,4 | 6,6 | 0,407 |
| 30 | 79 | 791 | 2,1 | 0,84 | 0,05 | 0,135 | 4,28 | 822,4 | 6,6 | 0,407 |
| P12-EGI | 90 | 792 | 2,1 | 0,84 | 0,05 | 0,135 | 4,28 | 823,5 | 6,6 | 0,407 |
| P12-EGI-10 | 238 | 792 | 2,3 | 0,84 | 0,06 | 0,163 | 5,17 | 823,5 | 6,6 | 0,492 |
| P12-EGI-20 | 434 | 792 | 2,5 | 0,84 | 0,06 | 0,163 | 5,17 | 823,5 | 6,6 | 0,492 |
| P12-EGI-30 | 641 | 791 | 2,8 | 0,84 | 0,07 | 0,185 | 5,86 | 822,4 | 6,6 | 0,558 |
| P12-EGni | 252 | 798 | 2,3 | 0,85 | 0,06 | 0,170 | 5,39 | 829,7 | 6,6 | 0,513 |
| P12-EGni-10 | 1759 | 797 | 4,2 | 0,85 | 0,10 | 0,280 | 8,87 | 828,7 | 6,6 | 0,845 |
| P12-EGni-20 | 3406 | 796 | 6,3 | 0,85 | 0,15 | 0,450 | 14,26 | 827,6 | 6,6 | 1,358 |
| P12-EGni-30 | 5019 | 794 | 8,3 | 0,85 | 0,20 | 0,620 | 19,65 | 825,5 | 6,6 | 1,871 |

ANEXO III

CURVA P-Y DO PILEMICRO X HIPERBOLE DE 2 PARÂMETROS

ϵ 0,015
 P_u (kN) 45
 K_h (kN/cm) 15

| Y | P (kN) HIPÉRBOLE | P (kN) P-Y - API |
|------|---------------------|---------------------|
| 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 1,5 | 15,0 | 22,5 |
| 4,5 | 27,0 | 32,4 |
| 12,0 | 36,0 | 45,0 |
| 20,0 | 39,1 | 45,0 |



RESULTADOS OBTIDOS PELO PROGRAMA PÓRTICO7 PARA UMA ANÁLISE NÃO-LINEAR DE UM CASO DE ESTACA, EM ARGILA MOLE, CARREGADA TRANSVERSALMENTE:

UNIDADES em centimetro e kN

| NO | FORÇA X | FORÇA Y | MOMENTO Z |
|----|---------|---------|-----------|
| 32 | 100,0 | 0,0 | 0,0 |

ITERACAO : 100

RESULTADOS DO CASO DE CARREGAMENTO : 1

ESFORÇOS SOLICITANTES :

| ELEMENTO | NO | NORMAL | CORTANTE | MOMENTO |
|----------|----|--------|----------|---------|
| 1 | 1 | 0,00 | 0,69 | 0,00 |
| 1 | 2 | 0,00 | -0,69 | 34,57 |
| 2 | 2 | 0,00 | 1,14 | -34,57 |
| 2 | 3 | 0,00 | -1,14 | 91,70 |
| 3 | 3 | 0,00 | 0,63 | -91,70 |
| 3 | 4 | 0,00 | -0,63 | 123,09 |
| 4 | 4 | 0,00 | -0,59 | -123,09 |
| 4 | 5 | 0,00 | 0,59 | 93,79 |
| 5 | 5 | 0,00 | -2,48 | -93,79 |
| 5 | 6 | 0,00 | 2,48 | -30,35 |
| 6 | 6 | 0,00 | -5,05 | 30,35 |
| 6 | 7 | 0,00 | 5,05 | -282,63 |

| | | | | |
|----|----|------|---------|-----------|
| 7 | 7 | 0,00 | -8,25 | 282,63 |
| 7 | 8 | 0,00 | 8,25 | -695,20 |
| 8 | 8 | 0,00 | -12,07 | 695,20 |
| 8 | 9 | 0,00 | 12,07 | -1298,54 |
| 9 | 9 | 0,00 | -16,44 | 1298,54 |
| 9 | 10 | 0,00 | 16,44 | -2120,66 |
| 10 | 10 | 0,00 | -21,30 | 2120,66 |
| 10 | 11 | 0,00 | 21,30 | -3185,89 |
| 11 | 11 | 0,00 | -26,55 | 3185,89 |
| 11 | 12 | 0,00 | 26,55 | -4513,40 |
| 12 | 12 | 0,00 | -32,04 | 4513,40 |
| 12 | 13 | 0,00 | 32,04 | -6115,20 |
| 13 | 13 | 0,00 | -37,57 | 6115,20 |
| 13 | 14 | 0,00 | 37,57 | -7993,62 |
| 14 | 14 | 0,00 | -42,89 | 7993,62 |
| 14 | 15 | 0,00 | 42,89 | -10137,95 |
| 15 | 15 | 0,00 | -47,64 | 10137,95 |
| 15 | 16 | 0,00 | 47,64 | -12519,96 |
| 16 | 16 | 0,00 | -51,35 | 12519,96 |
| 16 | 17 | 0,00 | 51,35 | -15087,43 |
| 17 | 17 | 0,00 | -53,34 | 15087,43 |
| 17 | 18 | 0,00 | 53,34 | -17754,43 |
| 18 | 18 | 0,00 | -52,68 | 17754,43 |
| 18 | 19 | 0,00 | 52,68 | -20388,23 |
| 19 | 19 | 0,00 | -48,97 | 20388,23 |
| 19 | 20 | 0,00 | 48,97 | -22836,82 |
| 20 | 20 | 0,00 | -42,32 | 22836,82 |
| 20 | 21 | 0,00 | 42,32 | -24953,02 |
| 21 | 21 | 0,00 | -32,97 | 24953,02 |
| 21 | 22 | 0,00 | 32,97 | -26601,65 |
| 22 | 22 | 0,00 | -21,33 | 26601,65 |
| 22 | 23 | 0,00 | 21,33 | -27668,17 |
| 23 | 23 | 0,00 | -7,99 | 27668,17 |
| 23 | 24 | 0,00 | 7,99 | -28067,84 |
| 24 | 24 | 0,00 | 6,56 | 28067,84 |
| 24 | 25 | 0,00 | -6,56 | -27739,73 |
| 25 | 25 | 0,00 | 21,84 | 27739,73 |
| 25 | 26 | 0,00 | -21,84 | -26647,69 |
| 26 | 26 | 0,00 | 37,34 | 26647,69 |
| 26 | 27 | 0,00 | -37,34 | -24780,67 |
| 27 | 27 | 0,00 | 52,68 | 24780,67 |
| 27 | 28 | 0,00 | -52,68 | -22146,44 |
| 28 | 28 | 0,00 | 67,42 | 22146,44 |
| 28 | 29 | 0,00 | -67,42 | -18775,54 |
| 29 | 29 | 0,00 | 81,32 | 18775,54 |
| 29 | 30 | 0,00 | -81,32 | -14709,73 |
| 30 | 30 | 0,00 | 94,19 | 14709,73 |
| 30 | 31 | 0,00 | -94,19 | -10000,00 |
| 31 | 31 | 0,00 | 100,00 | 10000,00 |
| 31 | 32 | 0,00 | -100,00 | 0,00 |

DESLOCAMENTOS NODAIS :

| NO | DESL, X | DESL, Y | ROT, Z |
|----|----------|---------|---------|
| 1 | 0,06139 | 0,00000 | 0,00096 |
| 2 | 0,01341 | 0,00000 | 0,00096 |
| 3 | -0,03472 | 0,00000 | 0,00097 |
| 4 | -0,08316 | 0,00000 | 0,00097 |
| 5 | -0,13202 | 0,00000 | 0,00098 |
| 6 | -0,18116 | 0,00000 | 0,00098 |
| 7 | -0,23011 | 0,00000 | 0,00097 |

| | | | |
|----|----------|---------|----------|
| 8 | -0,27794 | 0,00000 | 0,00094 |
| 9 | -0,32311 | 0,00000 | 0,00086 |
| 10 | -0,36342 | 0,00000 | 0,00074 |
| 11 | -0,39584 | 0,00000 | 0,00055 |
| 12 | -0,41649 | 0,00000 | 0,00026 |
| 13 | -0,42052 | 0,00000 | -0,00012 |
| 14 | -0,40208 | 0,00000 | -0,00064 |
| 15 | -0,35433 | 0,00000 | -0,00130 |
| 16 | -0,26948 | 0,00000 | -0,00212 |
| 17 | -0,13886 | 0,00000 | -0,00313 |
| 18 | 0,04683 | 0,00000 | -0,00433 |
| 19 | 0,29724 | 0,00000 | -0,00572 |
| 20 | 0,62187 | 0,00000 | -0,00730 |
| 21 | 1,02957 | 0,00000 | -0,00904 |
| 22 | 1,52797 | 0,00000 | -0,01092 |
| 23 | 2,12301 | 0,00000 | -0,01290 |
| 24 | 2,81853 | 0,00000 | -0,01493 |
| 25 | 3,61594 | 0,00000 | -0,01696 |
| 26 | 4,51404 | 0,00000 | -0,01895 |
| 27 | 5,50883 | 0,00000 | -0,02082 |
| 28 | 6,59350 | 0,00000 | -0,02253 |
| 29 | 7,75848 | 0,00000 | -0,02403 |
| 30 | 8,99150 | 0,00000 | -0,02525 |
| 31 | 10,27776 | 0,00000 | -0,02615 |
| 32 | 12,94108 | 0,00000 | -0,02688 |

REACOES DE APOIO :

| NO RESTRING, | FORCA X | FORCA Y | MOMENTO Z |
|--------------|---------|---------|-----------|
| 1 | -0,691 | 0,000 | 0,000 |
| 2 | -0,451 | 0,000 | 0,000 |
| 3 | 0,515 | 0,000 | 0,000 |
| 4 | 1,214 | 0,000 | 0,000 |
| 5 | 1,897 | 0,000 | 0,000 |
| 6 | 2,563 | 0,000 | 0,000 |
| 7 | 3,206 | 0,000 | 0,000 |
| 8 | 3,816 | 0,000 | 0,000 |
| 9 | 4,375 | 0,000 | 0,000 |
| 10 | 4,862 | 0,000 | 0,000 |
| 11 | 5,246 | 0,000 | 0,000 |
| 12 | 5,486 | 0,000 | 0,000 |
| 13 | 5,532 | 0,000 | 0,000 |
| 14 | 5,318 | 0,000 | 0,000 |
| 15 | 4,754 | 0,000 | 0,000 |
| 16 | 3,709 | 0,000 | 0,000 |
| 17 | 1,991 | 0,000 | 0,000 |
| 18 | -0,664 | 0,000 | 0,000 |
| 19 | -3,704 | 0,000 | 0,000 |
| 20 | -6,648 | 0,000 | 0,000 |
| 21 | -9,352 | 0,000 | 0,000 |
| 22 | -11,642 | 0,000 | 0,000 |
| 23 | -13,337 | 0,000 | 0,000 |
| 24 | -14,556 | 0,000 | 0,000 |
| 25 | -15,279 | 0,000 | 0,000 |
| 26 | -15,499 | 0,000 | 0,000 |
| 27 | -15,344 | 0,000 | 0,000 |
| 28 | -14,734 | 0,000 | 0,000 |
| 29 | -13,898 | 0,000 | 0,000 |
| 30 | -12,878 | 0,000 | 0,000 |
| 31 | -5,805 | 0,000 | 0,000 |

**RESULTADOS OBTIDOS PELO PROGRAMA PILEMICRO PARA
 UMA ANÁLISE NÃO-LINEAR DE UM CASO DE ESTACA, EM
 ARGILA MOLE, CARREGADA TRANSVERSALMENTE:**

UNIDADES em metro e Tf

LOADING 1

JOINT DISPLACEMENTS

| NODE | DISP.-X | DISP.-Y | DISP.-Z | ROT.-X | ROT.-Y | ROT.-Z |
|------|---------|---------|---------|--------|---------|--------|
| 1 | 0.0916 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0248 | 0.0000 |
| 2 | 0.0794 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0238 | 0.0000 |
| 3 | 0.0678 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0226 | 0.0000 |
| 4 | 0.0568 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0211 | 0.0000 |
| 5 | 0.0467 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0193 | 0.0000 |
| 6 | 0.0375 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0174 | 0.0000 |
| 7 | 0.0293 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0154 | 0.0000 |
| 8 | 0.0221 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0133 | 0.0000 |
| 9 | 0.0160 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0113 | 0.0000 |
| 10 | 0.0108 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0094 | 0.0000 |
| 11 | 0.0066 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0076 | 0.0000 |
| 12 | 0.0032 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0059 | 0.0000 |
| 13 | 0.0007 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0045 | 0.0000 |
| 14 | -0.0012 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | 0.0032 | 0.0000 |
| 15 | -0.0026 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | 0.0022 | 0.0000 |
| 16 | -0.0034 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | 0.0013 | 0.0000 |
| 17 | -0.0039 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | 0.0007 | 0.0000 |
| 18 | -0.0041 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | 0.0001 | 0.0000 |
| 19 | -0.0040 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 |
| 20 | -0.0038 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0005 | 0.0000 |
| 21 | -0.0035 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0007 | 0.0000 |
| 22 | -0.0031 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0008 | 0.0000 |
| 23 | -0.0027 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 24 | -0.0022 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 25 | -0.0017 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 26 | -0.0013 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 27 | -0.0008 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 28 | -0.0004 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 29 | 0.0001 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 30 | 0.0005 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 31 | 0.0007 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 32 | 0.0009 | 0.0000 | -0.0002 | 0.0000 | -0.0009 | 0.0000 |
| 33 | 0.1170 | 0.0000 | -0.0003 | 0.0000 | 0.0255 | 0.0000 |

MAXIMUM DISPLACEMENT AT NODE 33 -- DISP.-X = 0.11696

1

PILE - NONLINEAR ANALYSIS OF SOIL- STRUCTURES INTERACTION
 PAGE 2

LOADING 1

ELEMENT FORCES IN LOCAL SYSTEM

| BAR MOMENT NO. | NODE NO. | AXIAL FORCE | SHEAR Y | SHEAR Z | SHEAR MOMENT | TORSION Y | MOMENT Z |
|----------------------|-------------|----------------|------------|------------|-----------------|--------------|-------------|
|----------------------|-------------|----------------|------------|------------|-----------------|--------------|-------------|

PILE ELEMENT FORCES

| | | | | | | |
|----|-------|-------|---------|-------|--------|------|
| 2 | -0.46 | 0.000 | -10.000 | 0.000 | -15.00 | 0.00 |
| 3 | -0.58 | 0.000 | -8.544 | 0.000 | -19.27 | 0.00 |
| 4 | -0.69 | 0.000 | -6.988 | 0.000 | -22.77 | 0.00 |
| 5 | -0.80 | 0.000 | -5.346 | 0.000 | -25.44 | 0.00 |
| 6 | -0.90 | 0.000 | -3.628 | 0.000 | -27.25 | 0.00 |
| 7 | -0.99 | 0.000 | -1.911 | 0.000 | -28.21 | 0.00 |
| 8 | -1.07 | 0.000 | -0.218 | 0.000 | -28.32 | 0.00 |
| 9 | -1.14 | 0.000 | 1.446 | 0.000 | -27.59 | 0.00 |
| 10 | -1.21 | 0.000 | 3.084 | 0.000 | -26.05 | 0.00 |
| 11 | -1.26 | 0.000 | 4.325 | 0.000 | -23.89 | 0.00 |
| 12 | -1.30 | 0.000 | 5.129 | 0.000 | -21.33 | 0.00 |

PILE - NONLINEAR ANALYSIS OF SOIL- STRUCTURES INTERACTION
PAGE 3

LOADING 1

ELEMENT FORCES IN LOCAL SYSTEM

| BAR MOMENT NO. | NODE NO. | AXIAL FORCE | SHEAR Y | SHEAR Z | SHEAR MOMENT | TORSION Y | MOMENT Z |
|----------------------|-------------|----------------|------------|------------|-----------------|--------------|-------------|
|----------------------|-------------|----------------|------------|------------|-----------------|--------------|-------------|

| | | | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|--------|------|
| 13 | -1.30 | 0.000 | 5.548 | 0.000 | -18.55 | 0.00 |
| 14 | -1.29 | 0.000 | 5.640 | 0.000 | -15.73 | 0.00 |
| 15 | -1.27 | 0.000 | 5.464 | 0.000 | -13.00 | 0.00 |
| 16 | -1.24 | 0.000 | 5.081 | 0.000 | -10.46 | 0.00 |
| 17 | -1.20 | 0.000 | 4.569 | 0.000 | -8.17 | 0.00 |
| 18 | -1.16 | 0.000 | 3.986 | 0.000 | -6.18 | 0.00 |
| 19 | -1.12 | 0.000 | 3.377 | 0.000 | -4.49 | 0.00 |

| | | | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 20 | -1.07 | 0.000 | 2.774 | 0.000 | -3.11 | 0.00 |
| 21 | -1.02 | 0.000 | 2.202 | 0.000 | -2.00 | 0.00 |
| 22 | -0.96 | 0.000 | 1.679 | 0.000 | -1.17 | 0.00 |
| 23 | -0.89 | 0.000 | 1.215 | 0.000 | -0.56 | 0.00 |

1

PILE - NONLINEAR ANALYSIS OF SOIL- STRUCTURES INTERACTION
PAGE 4

LOADING 1

ELEMENT FORCES IN LOCAL SYSTEM

| BAR MOMENT NO. | NODE NO. | AXIAL FORCE | SHEAR Y | SHEAR Z | SHEAR MOMENT | TORSION Y | MOMENT Z |
|----------------------|-------------|----------------|------------|------------|-----------------|--------------|-------------|
| 24 | | -0.82 | 0.000 | 0.816 | 0.000 | -0.15 | 0.00 |
| 25 | | -0.75 | 0.000 | 0.486 | 0.000 | 0.09 | 0.00 |
| 26 | | -0.67 | 0.000 | 0.225 | 0.000 | 0.21 | 0.00 |
| 27 | | -0.59 | 0.000 | 0.033 | 0.000 | 0.22 | 0.00 |
| 28 | | -0.51 | 0.000 | -0.092 | 0.000 | 0.18 | 0.00 |
| 29 | | -0.42 | 0.000 | -0.149 | 0.000 | 0.10 | 0.00 |
| 30 | | -0.33 | 0.000 | -0.142 | 0.000 | 0.03 | 0.00 |
| 31 | | -0.25 | 0.000 | -0.087 | 0.000 | 0.01 | 0.00 |
| 32 | | -0.20 | 0.000 | -0.034 | 0.000 | 0.00 | 0.00 |

JAQUET ELEMENT FORCES

| | | | | | | | |
|---|----|-------|-------|---------|-------|--------|------|
| 1 | 1 | 0.19 | 0.000 | 10.000 | 0.000 | -10.00 | 0.00 |
| | 33 | -0.19 | 0.000 | -10.000 | 0.000 | 0.00 | 0.00 |

EQUIVALÊNCIA DE NÓS

| PÓRTICO7 NÓ | PILEMICRO NÓ |
|----------------|-----------------|
| 1 | 31 e 32 |
| 2 | 30 |
| 3 | 29 |
| 4 | 28 |
| 5 | 27 |
| 6 | 26 |
| 7 | 25 |
| 8 | 24 |
| 9 | 23 |
| 10 | 22 |
| 11 | 21 |
| 12 | 20 |
| 13 | 19 |
| 14 | 18 |
| 15 | 17 |
| 16 | 16 |
| 17 | 15 |
| 18 | 14 |
| 19 | 13 |
| 20 | 12 |
| 21 | 11 |
| 22 | 10 |
| 23 | 9 |
| 24 | 8 |
| 25 | 7 |
| 26 | 6 |
| 27 | 5 |
| 28 | 4 |
| 29 | 3 |
| 30 | 2 |
| 31 | 1 |
| 32 | 33 |

ANEXO III

RESULTADOS OBTIDOS PELO PROGRAMA SALT PARA UM CASO DE ANÁLISE LINEAR EM UM PÓRTICO SIMPLES:

SALT - Marca Registrada da UFRJ
SALTE - analise estatica linear - versao 3.2
TITULO : exemplo de uso

DATA : 20/ABRIL/1996 (sabado)
HORA : 16:35:4
ARQUIVO DE DADOS : C:\SALT\PORTICO7
TIPO DA ESTRUTURA : portico plano

| no | c o o r d e n a d a s | | n o d a i s | | coordenada |
|----|-----------------------|------------|-------------|------------|------------|
| | sistema | coordenada | coordenada | coordenada | |
| | | x | y | z | |
| 1 | global | 0.00E+0000 | 0.00E+0000 | 0.00E+0000 | 0.00E+0000 |
| 2 | global | 5.00E+0000 | 0.00E+0000 | 0.00E+0000 | 0.00E+0000 |
| 3 | global | 0.00E+0000 | 5.00E+0000 | 0.00E+0000 | 0.00E+0000 |
| 4 | global | 5.00E+0000 | 5.00E+0000 | 0.00E+0000 | 0.00E+0000 |

numero de nos 4

| no | r e s t r i c o e s n o d a i s | | | |
|----|-----------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| | codigo | transl. x | transl. y | rotacao z |
| 1 | 100 | 0.0E+0000 | 1.0E+0002 | 0.0E+0000 |
| 2 | 100 | 0.0E+0000 | 1.0E+0002 | 0.0E+0000 |

numero de nos com restricao 2

| barra | p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s | | | | |
|-------|---|-------|------------|----------|-------------|
| | material | secao | no inicial | no final | comprimento |
| 1 | 1 | 1 | 1 | 3 | 5.00E+0000 |
| 2 | 1 | 1 | 3 | 4 | 5.00E+0000 |
| 3 | 1 | 1 | 4 | 2 | 5.00E+0000 |

numero de elementos 3

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade 2.1E+0008
M. E. Transversal ... 8.8E+0007
C. Poisson 2.0E-0001
C. D. Termica 1.0E-0005
P. Especifico 25.00

numero de tipos de material 1

| tipo | p r o p r i e d a d e s d a s s e c o e s | | |
|------|---|------------|------------|
| | area x | area y | inercia z |
| 1 | 1.50E-0001 | 0.00E+0000 | 3.13E-0003 |

modulos de flexao
 tipo wz
 1 2.00E-0001

numero de tipos secoes 1

carregamento 1

cargas nodais

| no | sistema | força x | força y | momento z |
|----|---------|---------|---------|-----------|
| 3 | global | 0.00 | -10.00 | 0.00 |
| 4 | global | 0.00 | -10.00 | 0.00 |

fim do carregamento 1
 numero de carregamentos 1

 DECAIMENTO MAXIMO DOS ELEM. DA DIAGONAL: 3.2E+0004
 Existe probabilidade de que o numero de algarismos
 corretos nos deslocamentos calculados seja 6

carregamento 1

=====

deslocamentos nodais

| no | sistema | deslocamento x | deslocamento y | rotacao z |
|----|---------|----------------|----------------|---------------|
| 1 | global | 0.00000E+0000 | -1.00000E-0001 | 9.46733E-0012 |
| 2 | global | 0.00000E+0000 | -1.00000E-0001 | 9.46732E-0012 |
| 3 | global | -4.73366E-0011 | -1.00002E-0001 | 9.46733E-0012 |
| 4 | global | -4.73366E-0011 | -1.00002E-0001 | 9.46734E-0012 |

reacoes nos apoios

| no | sistema | força x | força y | momento z |
|----|---------|---------|---------|-----------|
| 1 | global | 0.00 | 10.00 | 0.00 |
| 2 | global | 0.00 | 10.00 | 0.00 |

diferenca de equilibrio
 (o equilibrio de momento e feito em relacao a origem)

| força x | força y | momento z |
|---------|---------|-----------|
| 0.000 | 0.000 | 0.000 |

esforços nas barras

| barra | sistema | no | força normal | força cortante | momento fletor |
|-------|---------|----|--------------|----------------|----------------|
| 1 | local | 1 | 10.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | 3 | -10.00 | -0.00 | 0.00 |
| 2 | local | 3 | -0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | 4 | 0.00 | -0.00 | 0.00 |
| 3 | local | 4 | 10.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | 2 | -10.00 | -0.00 | 0.00 |

Tempo de Processamento: 0.17 minutos

Fim Do Programa

**RESULTADOS OBTIDOS PELO PROGRAMA PÓRTICO7 PARA
UM CASO DE ANÁLISE LINEAR EM UM PÓRTICO SIMPLES:**

ENTRADA- PORTICO7

test

| | | | | | | |
|---|------|------|---|---|---|----|
| 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0. |
| 1 | 0.00 | 0.00 | | | | |
| 2 | 5.00 | 0.00 | | | | |
| 3 | 0.00 | 5.00 | | | | |
| 4 | 5.00 | 5.00 | | | | |
| 1 | 1 | 3 | 1 | 1 | | |
| 2 | 3 | 4 | 1 | 1 | | |
| 3 | 4 | 2 | 1 | 1 | | |

1210000000.

1 1.50E-01 3.125-03

| | | | | |
|-----|-------|-----|-------|-----|
| 1 | 100 | 0.0 | 100.0 | 0.0 |
| 0.0 | 100.0 | 0.0 | | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | | |
| 2 | 100 | 0.0 | 100.0 | 0.0 |
| 0.0 | 100.0 | 0.0 | | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | | |
| 1 | 100 | 0.0 | 100.0 | 0.0 |
| 2 | 100 | 0.0 | 100.0 | 0.0 |

1

TOTALMENTE CONSTRUIDO E CARREGADO

| | | | |
|---|-----|-------|-----|
| 3 | 0.0 | -10.0 | 0.0 |
| 4 | 0.0 | -10.0 | 0.0 |
| 0 | | | |

SAÍDA PORTICO7

test

NUMERO DE PONTOS NODAIS : 4
NUMERO DE ELEMENTOS : 3
NUMERO DE CONDICÕES DE CONTORNO : 2
NUMERO DE TIPOS DE MATERIAL : 1
NUMERO DE TIPOS DE SECAO : 1
NUMERO DO TIPO DE ELEMENTO : 1

COORDENADAS DE PONTOS NODAIS :

NO CORD. X CORD. Y

| | | |
|---|------|------|
| 1 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 5.00 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | 5.00 |
| 4 | 5.00 | 5.00 |

CARACTERIZACAO DOS ELEMENTOS :

| ELEMENTO | NO INICIAL | NO FINAL | SECAO | MATERIAL |
|----------|------------|----------|-------|----------|
| 1 | 1 | 3 | 1 | 1 |
| 2 | 3 | 4 | 1 | 1 |
| 3 | 4 | 2 | 1 | 1 |

PROPRIEDADES DE MATERIAL :

MAT. MOD. ELASTICIDADE

| | |
|---|------------|
| 1 | 210000000. |
|---|------------|

PROPRIEDADES DE SECAO :

SECAO AREA INERCIA

| | | |
|---|----------|----------|
| 1 | 0.15E+00 | 0.31E-02 |
|---|----------|----------|

CONDICOES DE APOIO :

NO RESTRING. COND. RESTR. REC. X REC. Y REC. Z

| | | | | | |
|-----|-------|-----|-------|-----|--|
| 1 | 100 | 0.0 | 100.0 | 0.0 | |
| 0.0 | 100.0 | 0.0 | | | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | | | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | | | |
| 2 | 100 | 0.0 | 100.0 | 0.0 | |
| 0.0 | 100.0 | 0.0 | | | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | | | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | | | |

| NO | FORCA X | FORCA Y | MOMENTO Z |
|----|---------|---------|-----------|
| 3 | 0.0 | -10.0 | 0.0 |
| 4 | 0.0 | -10.0 | 0.0 |

ITERACAO :

RESULTADOS DO CASO DE CARREGAMENTO : 1

ESFORÇOS SOLICITANTES :

| ELEMENTO | NO | NORMAL | CORTANTE | MOMENTO |
|----------|----|--------|----------|---------|
| 1 | 1 | 10.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1 | 3 | -10.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 3 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 4 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 4 | 10.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 2 | -10.00 | 0.00 | 0.00 |

DESLOCAMENTOS NODAIS :

| NO | DESL. X | DESL. Y | ROT. Z |
|----|---------|----------|---------|
| 1 | 0.00000 | -0.10000 | 0.00000 |
| 2 | 0.00000 | -0.10000 | 0.00000 |
| 3 | 0.00000 | -0.10000 | 0.00000 |
| 4 | 0.00000 | -0.10000 | 0.00000 |

REACOES DE APOIO :

| NO RESTRING. | FORCA X | FORCA Y | MOMENTO Z |
|--------------|---------|---------|-----------|
| 1 | 0.000 | 10.000 | 0.000 |
| 2 | 0.000 | 10.000 | 0.000 |

CONSTANTES DE MOLTA DOS APOIOS :

| NO RESTRING. | DIREC X | DIREC Y | ROTACAO Z |
|--------------|---------|---------|-----------|
| 1 | 0.000 | 100.000 | 0.000 |
| 2 | 0.000 | 100.000 | 0.000 |

ANEXO IV

PLANILHA DE CÁLCULO DAS CONTANTES DE MOLA kh e pu PARA ESTACA PRE-MOLDADA CARREGADA HORIZONTALMENTE ARGILA MOLE

comp.elem = 50cm
 nh = 0,00028 ε = 0,015 deformação específica
 d = 40cm CU = 0,0025 N/cm²
 γ h sub= 6E-06 (kN/cm³)

| Nó | Profundid. | kh | kh | pu | pu |
|----|------------|-----------------------|---------|------|-------|
| | (cm) | (kN/cm ³) | (kN/cm) | (kN) | (kN) |
| 1 | 1500 | 0,0104 | 10,4 | 22,5 | 154,6 |
| 2 | 1450 | 0,0100 | 20,1 | 45,0 | 299,3 |
| 3 | 1400 | 0,0097 | 19,4 | 45,0 | 289,3 |
| 4 | 1350 | 0,0093 | 18,7 | 45,0 | 279,3 |
| 5 | 1300 | 0,0090 | 18,0 | 45,0 | 269,4 |
| 6 | 1250 | 0,0086 | 17,3 | 45,0 | 259,4 |
| 7 | 1200 | 0,0083 | 16,6 | 45,0 | 249,4 |
| 8 | 1150 | 0,0080 | 15,9 | 45,0 | 239,4 |
| 9 | 1100 | 0,0076 | 15,2 | 45,0 | 229,5 |
| 10 | 1050 | 0,0073 | 14,5 | 45,0 | 219,5 |
| 11 | 1000 | 0,0069 | 13,8 | 45,0 | 209,5 |
| 12 | 950 | 0,0066 | 13,1 | 45,0 | 199,5 |
| 13 | 900 | 0,0062 | 12,5 | 45,0 | 189,6 |
| 14 | 850 | 0,0059 | 11,8 | 45,0 | 179,6 |
| 15 | 800 | 0,0055 | 11,1 | 45,0 | 169,6 |
| 16 | 750 | 0,0052 | 10,4 | 45,0 | 159,6 |
| 17 | 700 | 0,0048 | 9,7 | 45,0 | 149,7 |
| 18 | 650 | 0,0045 | 9,0 | 45,0 | 139,7 |
| 19 | 600 | 0,0042 | 8,3 | 45,0 | 129,7 |
| 20 | 550 | 0,0038 | 7,6 | 45,0 | 119,7 |
| 21 | 500 | 0,0035 | 6,9 | 45,0 | 109,8 |
| 22 | 450 | 0,0031 | 6,2 | 45,0 | 99,8 |
| 23 | 400 | 0,0028 | 5,5 | 45,0 | 89,8 |
| 24 | 350 | 0,0024 | 4,8 | 45,0 | 79,8 |
| 25 | 300 | 0,0021 | 4,2 | 45,0 | 69,9 |
| 26 | 250 | 0,0017 | 3,5 | 45,0 | 59,9 |
| 27 | 200 | 0,0014 | 2,8 | 45,0 | 49,9 |
| 28 | 150 | 0,0010 | 2,1 | 45,0 | 39,9 |
| 29 | 100 | 0,0007 | 1,4 | 45,0 | 30,0 |
| 30 | 50 | 0,0003 | 0,7 | 45,0 | 20,0 |
| 31 | 0 | 0,0000 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |

**PLANILHA DE CÁLCULO DAS CONTANTES DE MOLLA kh e pu
PARA ESTACA PRE-MOLDADA CARREGADA HORIZONTALMENTE**

ARGILA RIJA

omp.elem = 50 cm Ks1 (ton/pé3) = 150
 kh (kN/cm3) = 0,02394 kh (ton/pé3) = 76,2
 d = 40 cm ε = 0,015 deformação específica
 γ h sub= 9E-06 (kN/cm3) CU = 0,015 kN/cm2

67cu/d

| Nó | Profundid. | kh | kh | pu | pu | kh davisson |
|----|------------|----------|---------|-------|--------|-------------|
| | (cm) | (kN/cm3) | (kN/cm) | (kN) | (kN) | (kN/cm) |
| 1 | 1500 | 0,024 | 23,9 | 135,0 | 887,3 | 25,13 |
| 2 | 1450 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1717,4 | 50,25 |
| 3 | 1400 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1660,2 | 50,25 |
| 4 | 1350 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1603,1 | 50,25 |
| 5 | 1300 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1545,9 | 50,25 |
| 6 | 1250 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1488,8 | 50,25 |
| 7 | 1200 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1431,6 | 50,25 |
| 8 | 1150 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1374,5 | 50,25 |
| 9 | 1100 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1317,3 | 50,25 |
| 10 | 1050 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1260,2 | 50,25 |
| 11 | 1000 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1203,0 | 50,25 |
| 12 | 950 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1145,9 | 50,25 |
| 13 | 900 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1088,7 | 50,25 |
| 14 | 850 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 1031,6 | 50,25 |
| 15 | 800 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 974,4 | 50,25 |
| 16 | 750 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 917,3 | 50,25 |
| 17 | 700 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 860,1 | 50,25 |
| 18 | 650 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 803,0 | 50,25 |
| 19 | 600 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 745,8 | 50,25 |
| 20 | 550 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 688,7 | 50,25 |
| 21 | 500 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 631,5 | 50,25 |
| 22 | 450 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 574,4 | 50,25 |
| 23 | 400 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 517,2 | 50,25 |
| 24 | 350 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 460,1 | 50,25 |
| 25 | 300 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 402,9 | 50,25 |
| 26 | 250 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 345,8 | 50,25 |
| 27 | 200 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 288,6 | 50,25 |
| 28 | 150 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 231,5 | 50,25 |
| 29 | 100 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 174,3 | 50,25 |
| 30 | 50 | 0,024 | 47,9 | 270,0 | 117,2 | 50,25 |
| 31 | 0 | 0,000 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0 |

**PLANILHA DE CÁLCULO de kh e pu
PARA ESTACA PRE-MOLDADA CARREGADA HORIZONTALMENTE
AREIA MEDIA COMPACTA**

comp.elem = 50 cm phi = 33
 nh = 0,007146 kp = 3,39
 d = 40 cm
 γh = 0,000018

| Nó | Profundid. (cm) | kh (kN/cm ³) | kh (kN/cm) | σz (kN/cm ²) | pu (kN/cm) | pu (kN) |
|----|--------------------|-----------------------------|---------------|-----------------------------|---------------|------------|
| 1 | 1500 | 0,2680 | 268,0 | 0,0270 | 12,41 | 310,3 |
| 2 | 1450 | 0,2590 | 518,1 | 0,0261 | 12,00 | 599,9 |
| 3 | 1400 | 0,2501 | 500,2 | 0,0252 | 11,58 | 579,2 |
| 4 | 1350 | 0,2412 | 482,4 | 0,0243 | 11,17 | 558,5 |
| 5 | 1300 | 0,2322 | 464,5 | 0,0234 | 10,76 | 537,8 |
| 6 | 1250 | 0,2233 | 446,6 | 0,0225 | 10,34 | 517,1 |
| 7 | 1200 | 0,2144 | 428,8 | 0,0216 | 9,93 | 496,5 |
| 8 | 1150 | 0,2054 | 410,9 | 0,0207 | 9,52 | 475,8 |
| 9 | 1100 | 0,1965 | 393,0 | 0,0198 | 9,10 | 455,1 |
| 10 | 1050 | 0,1876 | 375,2 | 0,0189 | 8,69 | 434,4 |
| 11 | 1000 | 0,1787 | 357,3 | 0,0180 | 8,27 | 413,7 |
| 12 | 950 | 0,1697 | 339,4 | 0,0171 | 7,86 | 393,0 |
| 13 | 900 | 0,1608 | 321,6 | 0,0162 | 7,45 | 372,3 |
| 14 | 850 | 0,1519 | 303,7 | 0,0153 | 7,03 | 351,7 |
| 15 | 800 | 0,1429 | 285,8 | 0,0144 | 6,62 | 331,0 |
| 16 | 750 | 0,1340 | 268,0 | 0,0135 | 6,21 | 310,3 |
| 17 | 700 | 0,1251 | 250,1 | 0,0126 | 5,79 | 289,6 |
| 18 | 650 | 0,1161 | 232,2 | 0,0117 | 5,38 | 268,9 |
| 19 | 600 | 0,1072 | 214,4 | 0,0108 | 4,96 | 248,2 |
| 20 | 550 | 0,0983 | 196,5 | 0,0099 | 4,55 | 227,5 |
| 21 | 500 | 0,0893 | 178,7 | 0,0090 | 4,14 | 206,9 |
| 22 | 450 | 0,0804 | 160,8 | 0,0081 | 3,72 | 186,2 |
| 23 | 400 | 0,0715 | 142,9 | 0,0072 | 3,31 | 165,5 |
| 24 | 350 | 0,0625 | 125,1 | 0,0063 | 2,90 | 144,8 |
| 25 | 300 | 0,0536 | 107,2 | 0,0054 | 2,48 | 124,1 |
| 26 | 250 | 0,0447 | 89,3 | 0,0045 | 2,07 | 103,4 |
| 27 | 200 | 0,0357 | 71,5 | 0,0036 | 1,65 | 82,7 |
| 28 | 150 | 0,0268 | 53,6 | 0,0027 | 1,24 | 62,1 |
| 29 | 100 | 0,0179 | 35,7 | 0,0018 | 0,83 | 41,4 |
| 30 | 50 | 0,0089 | 17,9 | 0,0009 | 0,41 | 20,7 |
| 31 | 0 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | 0,0 |