

**AVALIAÇÃO DE FUNDAÇÕES MISTAS ATRAVÉS DE MODELOS FÍSICOS DE  
LABORATÓRIO EM ESCALA REDUZIDA**

**Bruno Borges Ferreira**

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

Campos dos Goytacazes – RJ

Agosto, 2012

**AVALIAÇÃO DE FUNDAÇÕES MISTAS ATRAVÉS DE MODELOS FÍSICOS DE  
LABORATÓRIO EM ESCALA REDUZIDA**

**Bruno Borges Ferreira**

“Dissertação apresentado ao Centro de  
Ciência e Tecnologia, da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense, como parte das  
exigências para obtenção de título de Mestre  
em Engenharia Civil”.

Orientador: Prof. D.Sc. Paulo César de Almeida Maia

Campos dos Goytacazes – RJ  
Agosto, 2012

À minha Família.

## **AGRADECIMENTOS**

A CAPES e FAPERJ pelo apoio financeiro.

Ao professor Paulo Maia pela atenção, paciência e dedicação como orientador e amigo.

Aos Laboratórios de Engenharia Civil, pela disponibilidade dos laboratórios e pessoal técnico, possibilitando o desenvolvimento desta dissertação.

Aos técnicos e bolsistas de laboratório do LECIV, em especial ao amigo Milton, que contribuíram na execução do projeto e dos ensaios.

A todos os colegas da UENF.

A todos os funcionários do LECIV.

Aos meus pais, minha irmã e parentes pelo apoio dado em todas as fases deste trabalho.

A Deus que sempre esteve ao meu lado, guiando o meu caminho e me fortalecendo para transpor todos os imprevistos e momentos difíceis.

# AVALIAÇÃO DE FUNDAÇÕES MISTAS ATRAVÉS DE MODELOS

**Bruno Borges Ferreira**

"Dissertação apresentado ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil".

Comissão Examinadora:

---

Prof. Maurício Martins Sales, UFG/EE

---

Prof. Gustavo de Castro Xavier D. Sc., UENFCCT/LECIV

---

Prof. Sérgio Tibana D. Sc., UENFCCT/LECIV

---

Prof. Paulo César de Almeida Maia D. Sc., UENF/CCT/LECIV  
Orientador

## SUMÁRIO

<b>1. Introdução</b> .....	1
1.1. Considerações Iniciais.....	1
1.2. Escopo da dissertação .....	2
<b>2. Revisão Bibliográfica</b> .....	3
2.1 Fundações Mistas .....	3
2.1.1 Sistema de Fundação.....	3
2.1.2 Sapata Estaqueada.....	4
2.1.3 Transferência de Carga.....	5
2.1.4 Estacas com Elementos Redutores de Recalque .....	8
2.1.5 Fatores Influentes no Comportamento de Fundações Mistas .....	10
2.1.6 Trabalhos Pioneiros de Fundações Mistas.....	13
2.1.7 Métodos de Análise de Fundações Mistas .....	13
<i>Análises pelo MEC</i> .....	24
<i>Análises pelo MEF</i> .....	25
<i>Análise pelos Métodos Híbridos</i> .....	26
2.2. Modelagem Física .....	27
3.2.1 - O efeito escala no modelo.....	28
2.3 Critérios de ruptura.....	31
<b>3. Materiais e Métodos - Criação dos Modelos</b> .....	46
3.1 Elementos constituintes do sistema .....	46
3.1.1 Tanque .....	46
3.1.2 Maciço de Solo (Varetas de Bambu).....	49
3.1.2 Modelo da fundação .....	51
3.1.4 Marcadores de Deslocamento.....	53
3.1.5 Sistema de carregamento .....	53
3.2 Considerações construtivas e processo de ensaio .....	55
3.3 Critérios de ruptura adotados no modelo .....	58
<b>4. Análise e Discussão dos Resultados</b> .....	59
4.1 Carga ou tensão de ruptura.....	59
4.1.1 Métodos Teóricos.....	59
4.1.2 Métodos experimentais .....	62

4.1.3 Através dos Modelo Físicos .....	68
<b>5. Conclusões .....</b>	<b>77</b>
<b>6. Referências Bibliográficas.....</b>	<b>78</b>
ANEXOS .....	83

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 -Transferência de carga de uma sapata (Dias, 2006) .....	5
Figura 2-2– Esquema de transferência de carga (Felten, 2008) .....	6
Figura 2-3 - Gráfico carga vs. recalque (Felten – 2008) .....	7
Figura 2-4 - Exemplo de prova de carga instrumentada (Felten, 2008) .....	8
Figura 2-5- Estacas centrais para redução de recalques diferenciais (modificado de Randolph, 1994).....	9
Figura 2-6- Esquema de projeto de estacas para redução de recalques diferenciais (modificado de Randolph, 1994). .....	9
Figura 2-7- Fatores de incremento na capacidade de carga das estacas e do bloco devido à interação bloco/estacas (Akinmusuru, 1980). .....	16
Figura 2-8 - Método trilinear de Poulos& Davis (modificado – Poulos& Davis, 1980). .....	20
Figura 2-9- Processo de transferência de carga (modificado – Randolph&Wroth, 1978). .....	21
Figura 2-10- Efeitos de interação utilizados por Hain& Lee. (modificado – Hain& Lee, 1978) .....	26
Figura 2-11- Modelo híbrido (Clancy&Randolph, 1993). .....	27
Figura 3-1 - Vista frontal do tanque para ensaios em modelos físicos em escala reduzida.....	48
Figura 3-2 - Vista superior do tanque para ensaios em modelos físicos em escala reduzida.....	48
Figura 3-3 - Imagens do tanque para ensaios em fundações através de modelos físicos em escala reduzida .....	47
Figura 3-4 – Modelos reduzidos das fundações em sapata. ....	51
Figura 3-5– Modelos de estacas adotados. ....	52
Figura 3-6 - Sapatas estaqueadas seguindo a estaca com 31 cm como padrão e variando as sapatas. ....	52
Figura 3-7- Sapatas estaqueadas seguindo a sapata com 17,5 cm como padrão e variando as estacas. ....	53
Figura 3-8 - Varetas utilizadas como representação do maciço de solo. ....	49
Figura 3-9-As varetas sendo compactadas para o ensaio de cisalhamento direto. ..	49
Figura 3-10 – Modelos de cilindros montados para atender as vários tipos de ensaios.....	54
Figura 3-11 – Equipamento montado sobre o tanque para aplicação da carga. ....	55
Figura 3-12– esquema de trabalho no tanque.....	56
Figura 3-13– Tanque montado para a realização dos ensaios. ....	57
Figure 4-1 - Carga de ruptura convencional (NBR 6122/1996). ....	64
Figure 4-2 – Função exponencial de melhor ajuste aos dados experimentais, exemplo de aplicação para a prova de carga na estaca com L igual a 31cm, estaca padrão .....	66



Figure 4-3 – Variação de $-\ln(1-Q/Qult)$ com o recalque $w$ para a sapata padrão ( $L=31\text{cm}$ ) .....	66
Figure 4-4 – Variação de $R_2$ com $Qult$ para um ajuste linear da variação experimental de $-\ln(1-Q/Qult)$ com o recalque $w$ para a sapata padrão ( $L=31\text{cm}$ ) .....	67
Figure 4-5 – Curva carga recalque da prova carga na Sapata 22,5 cm. ....	68
Figure 4-6 – variações do recalque com o tempo para o estágio 6 da prova de carga na Sapata com 22,5 cm. ....	69
Figure 4-7 - variações do recalque com a carga para o estágio 6 da prova de carga na Sapata com 22,5 cm. ....	69
Figure 4-8 - variações carga com o tempo para o estágio 6 da prova de carga 22,5 cm .....	70
Figure 4-9 – Identificação do estágio de carregamento onde ocorreu a ruptura da prova de carga na Sapata com 22,5 cm.....	70
Figure 4-10 - variações do recalque com a carga para o estágio 06 correspondente à ruptura da prova de carga na Sapata 22,5 cm. ....	71
Figure 4-11 –Valores de $Qult$ obtidos de análise direta das provas de carga nos modelos reduzidos. ....	71
Figure 4-12 – Valores de $Qult$ obtidos por extrapolação pelo método de Van der Veen(1953), métodos analíticos em laboratório e métodos teóricos.....	72
Figure 4-13– Análise através do fator de escala. ....	72
Figure 4-14 – Análise da sapata pela relação $qult/q_0$ vs. $B/Bo$ . ....	73
Figure 4-15 – Análise da estaca pela relação $qult/q_0$ vs. $B/Bo$ . ....	74
Figure 4-16 – Análise das sapatas estaqueadas pela relação $qult/q_0$ vs. $B/L$ . ....	74
Figure 4-17 – Análise da estaca pela relação $qult/q_0$ vs. $L$ . ....	75
Figure 4-18 – Análise da estaca pela relação $qult/q_0$ vs. $B$ .....	76

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 - Fatores de escala.....	29
Tabela 3-2- Fatores de escala.....	30
Tabela 4-1 - parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto .....	60
Tabela 4-2 – Fatores de correção Terzaghi (1943) .....	60
Tabela 4-3 - Capacidade de carga determinados pelo método de Terzaghi. ....	60
Tabela 4-4 - Fatores de correção Meyerhof (1951) .....	61
Tabela 4-5 – Capacidade de carga determinados pelo método de Meyerhof. ....	61
Tabela 4-6 - Capacidade de carga nas estacas obtidos por Terzaghi(1943). ....	61
Tabela 4-7 – valores obtidos pelo método analítico e de Van der Veen. ....	67

## LISTA DE LIMBOLOS E ABREVIÇÕES

$A_b$	é a área da ponta da estaca
$a_m$	é a aceleração do modelo
$a_p$	é a aceleração do protótipo
$B$	é a largura do grupo de estacas
$c$	é igual a $S/D$ que é relação espaçamento/diâmetro da estaca
$C$	é o perímetro da estaca
$D$	é o diâmetro das estacas
$dz$	é a espessura da camada de solo ou sub-camada
$E$	é o módulo elástico do solo
$f_b$	é a resistência de ponta da estaca em compressão
$F_m$	é o fator de mobilização da capacidade de carga última da fundação (Burland, 1995)
$f_s$	é a resistência lateral do fuste da estaca em compressão
$G_L$	é o módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z$ igual a $L$
$L$	é o comprimento da estaca
$L_m$	comprimento do modelo
$L_p$	comprimento do protótipo
$N$	é o número de estacas
$n$	é o número de estacas no grupo
$n$	é o número de estacas
$n_r$	é o número de linhas de estacas
$P_G$	é a carga total atuante na fundação mista
$P_T$	é a carga no topo da estaca
$P_u$	é a capacidade de carga axial da estaca
$P_w$	é a carga, entre os valores $P_{Ae}$ e $P_B$ , aplicada a sapata estaqueada
$Q_b$	é a capacidade de carga da ponta de uma estaca isolada
$Q_c$	é a capacidade de carga do radier
$Q_g$	é a capacidade de carga do grupo de estacas
$Q_s$	é a capacidade de carga por atrito lateral de uma estaca isolada
$R$	é a relação entre a carga aplicada $Q$ e o recalque $s$ que ela provoca
$R_c$	é a razão entre o recalque de uma estaca com “cap” e outra similar sem o “cap”
$R_G$	é a razão entre o recalque médio de uma fundação (mista) e o recalque de uma estaca, com “cap”, sob carga total atuante no grupo
$RG$	é o fator de modificação do recalque da sapata/radier
$r_o$	é o raio da estaca
$si$	é o espaçamento entre duas estacas
$w$	é o expoente
$W_p$	é o peso próprio da estaca
$w_t$	é o recalque no topo da estaca
$\alpha'$	é o fator de aumento da capacidade de carga do grupo de estacas devido à interação radier-solo-estacas
$\beta$	é a parcela de carga absorvida pelo grupo de estacas
$\delta$	é o recalque da fundação mista
$\delta_1$	é o recalque de uma estaca sem “cap” sob carga unitária
$\delta_w$	é o recalque da sapata estaqueada, sob a carga $P_w$
$\zeta$	é o máximo raio de influência

- $\eta$   $r_{br0}$ ,  $r_b$  é o raio da ponta da estaca
- $\eta_{1b}$  é o fator de influência na resistência de ponta devido às interações estaca solo-estaca
- $\eta_{4b}$  é o fator de influência na resistência de ponta devido às interações radier solo-estaca
- $\eta_6$  é o fator de influência na capacidade de carga do radier devido às interações radier-solo-estaca
- $\eta_b$  é o fator de influência na carga da ponta devido às interações radier-solo estaca
- $\eta_s$  é o fator de influência na carga do fuste devido às interações radier-solo-estaca
- $\lambda$  é igual ao produto  $E_p G_L$
- $E_p$  é o módulo de Young do material da estaca
- $\xi$  é igual ao produto  $G_L G_b$
- $G_b$  é o módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca
- $\rho$  é igual ao produto  $G G_L$
- $G$  é o módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca
- $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo

# CAPÍTULO 1 - Introdução

---

## 1.1.Considerações Iniciais

A grande maioria dos projetos de fundações vistos até hoje buscam sempre a utilização de fundações rasas ou profundas dependendo do tipo do terreno e da estrutura da obra. A associação entre diferentes tipos de fundações não tem sido muito utilizada, pois transferem de forma distinta a carga ao solo.

Entretanto, fatos como o uso de algumas estacas sob um radier, que podem melhorar o desempenho desta fundação quanto ao recalque ou mesmo capacidade de carga, bem como a consideração do contato do bloco com o solo em um grupo de estacas, chamaram a atenção de pesquisadores para as possíveis vantagens da associação de mais de um tipo de fundação para compor o elemento de fundação.

Todo o conhecimento adquirido, desde então, considerava somente o grupo de estacas transferindo a carga ao solo, e respondendo com a deformação (recalque) provocada pela carga. Assim, o interesse pelo estudo de fundações denominadas de “radier estaqueados” ou “sapatas estaqueadas” que vêm tendo um uso crescente nestas duas últimas décadas.

A construção de algumas obras de edifícios de alturas elevadas na Europa, especialmente na Alemanha, utilizando fundações mistas chamou a atenção de diversos projetistas e pesquisadores, especialmente por terem propiciado uma grande economia em relação às formas tradicionais de fundação e ainda com um ótimo desempenho quanto à capacidade de carga e recalques.

O conceito de estacas como “elementos redutores de recalque” vem sendo resgatado não apenas com a função de suportar carga. Novos métodos estão sendo criados explorando as vantagens da associação de um elemento superficial de fundação.

Estudos (modelos numéricos, modelos reduzidos, modelos em centrífugas e modelos de verdadeira grandeza) vêm mostrando um ganho significativo de desempenho em relação às fundações.

## **1.2 Escopo da dissertação**

Esta dissertação é estruturada da seguinte forma:

No Capítulo 1, o presente capítulo, apresenta-se uma introdução ao assunto

O Capítulo 2 mostra uma revisão bibliográfica dos assuntos de interesse para o desenvolvimento da pesquisa de mestrado

No Capítulo 3 apresenta-se detalhas sobre o equipamento utilizado para o desenvolvimento dos ensaios

O Capítulo 4 apresenta os resultados uma discussão

O Capítulo 5 mostra as principais conclusões

Finalmente, apresentam-se as referencias bibliográficas citadas e os anexos

# Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica

---

## 2. Revisão Bibliográfica

Como foram observadas algumas concepções sobre os efeitos das fundações. Houve então um grande interesse em ganhar mais conhecimentos sobre esses comportamentos da associação entre fundações rasas com profundas.

Neste capítulo serão apresentados alguns dos trabalhos desenvolvidos por diversos autores, que contribuiram para a construção do atual “estado-da-arte”. O assunto abordado será agrupado de uma maneira mais didática.

Aborda-se a conceituação de diferentes formas de fundações buscando deixar clara as diferenças e semelhanças, bem como a definição de alguns métodos de cálculo de capacidade geotécnica das fundações.

### 2.1 Fundações Mistas

#### 2.1.1 Sistema de Fundação

O sistema de fundações é formado pelo elemento estrutural do edifício que fica abaixo do solo e o maciço de solo envolvente sob a base e ao longo do fuste. Sua função é suportar com segurança as cargas provenientes do edifício.

Convencionalmente, as cargas que serão transmitidas as fundações são repassadas ao projetista de fundação. Confrontando essas informações com as características do solo onde será edificado, o projetista de fundações calcula o deslocamento desses elementos.

Quando o projeto estrutural é elaborado em separado do projeto de fundação, considera-se, durante o dimensionamento das estruturas, que a fundação terá um comportamento rígido, indeslocável. Na realidade, tais apoios são deslocáveis e esse fator tem uma grande contribuição para uma redistribuição de esforços nos elementos da estrutura.

Essa redistribuição ou nova configuração de esforços nos elementos estruturais, em especial nos pilares, provoca uma transferência das cargas dos pilares mais carregados para os pilares menos carregados.

Geralmente, os pilares centrais são os mais carregados que os das extremidades.

Ao considerar a interação solo-estrutura no dimensionamento da fundação, os pilares que estão mais próximos do centro terão uma carga menor do que a calculada, havendo uma redistribuição das tensões.

Dessa forma, é possível estimar os efeitos da redistribuição dos esforços na estrutura do edifício, bem como a intensidade e a forma dos recalques diferenciais. Conseqüentemente, tem-se um projeto otimizado, podendo-se obter uma grande economia no custo de uma fundação. Torna-se clara a importância da união entre o projeto estrutural e o projeto de fundações em um único grande projeto, uma vez que os dois estão totalmente interligados e mudanças em um provocam reações imediatas no outro.

Então, adiante serão mencionados diversos trabalhos que fizeram parte da evolução do estudo das fundações mistas. Alguns trabalhos específicos sobre grupos de estacas também contribuíram para esta evolução, porém, devido ao interesse em particular da presente pesquisa, não serão abordados.

### **2.1.2 Sapata Estaqueada**

De acordo com Sales (2000), o termo “Sapata Estaqueada”, surgiu para especificar os sistemas de fundações mistas que envolvem a associação de um elemento de fundação superficial (sapata) com uma estaca ou grupo de estacas, sendo ambas as partes responsáveis pelo desempenho da fundação quanto a capacidade de carga e recalques.

Baseado nas definições da norma brasileira de fundação (NBR6122/2010), o termo “sapata estaqueada” será utilizado, neste trabalho, quando o elemento de fundação for composto por uma sapata ligada a uma estaca com o intuito de suportar os esforços de um único pilar. Durante todo o trabalho os métodos analisados se aplicam indistintamente a “sapatas estaqueadas”.

Fisicamente, um “grupo de estacas” ou “bloco de estacas”, que é uma forma tradicional de fundação, poderia ser considerado como uma “sapata estaqueada” quando o bloco de ligação entre as estacas estiver em contato com o solo, fazendo assim o papel de elemento superficial da fundação (como uma sapata).



Normalmente o termo “grupo de estacas”, se refere à forma clássica de fundação, em que somente as estacas são responsáveis por absorver e transferir ao solo todo o carregamento aplicado às fundações, tendo o bloco apenas o papel estrutural de ligar as estacas.

### 2.1.3 Transferência de Carga

As fundações das estruturas transmitem esforços ao terreno. Estes esforços dependem da força aplicada ao elemento estrutural, da geometria da fundação e do comportamento do solo.

*Sapata* - Quando se carrega uma sapata com uma carga vertical, esta será transferida às camadas circunjacentes e às subjacentes, sendo que esta transferência se dá como representado na a Figura 2.1:

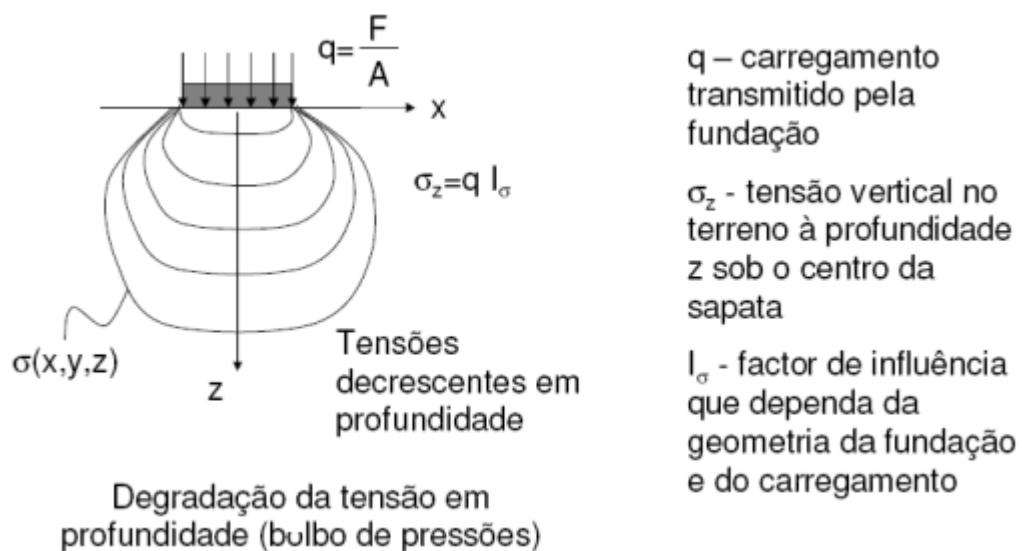


Figura 2.1 - Transferência de carga de uma sapata (Dias, 2006)

*Estaca* – Para uma estaca vertical com cargas verticais, a transferência se dá parcialmente por atrito lateral e parcialmente pela resistência de ponta da estaca (Figura 2.2).

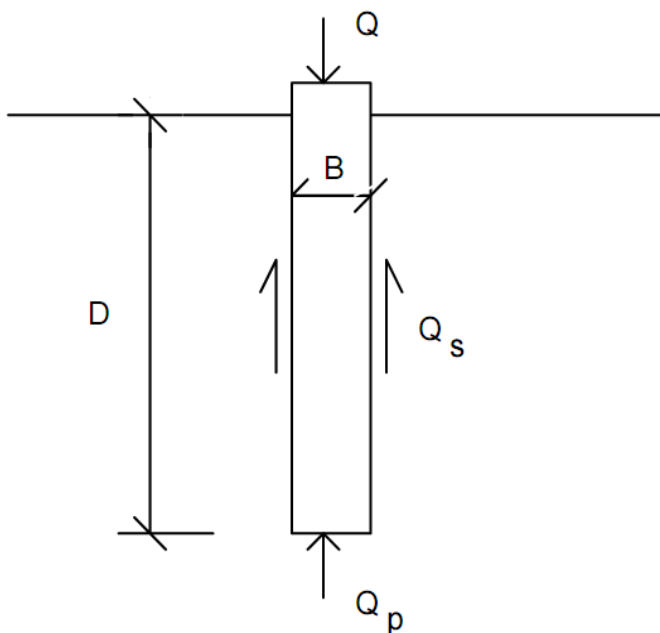


Figura 2.2– Esquema de transferência de carga.

A transferência de carga para o solo está intimamente ligada ao processo executivo: Estacas cravadas (com deslocamento) ou estacas escavadas (sem deslocamento), como também das características do solo: se está em fase de estabilização, ou parcialmente compactado ou ainda solo com possibilidade de expandir-se.

Felten (2008) quanto à mobilização das parcelas de carga transferidas, ela ocorre devido a movimentos, no fuste ou na ponta (Figura 2.3). A mobilização do atrito lateral se dá para pequenos movimentos dos pontos do fuste da estaca, enquanto isso a mobilização da resistência de ponta se dá para movimentos maiores, da ordem de 8% do diâmetro da estaca (para estacas cravadas) a 30% do diâmetro (para estacas escavadas).

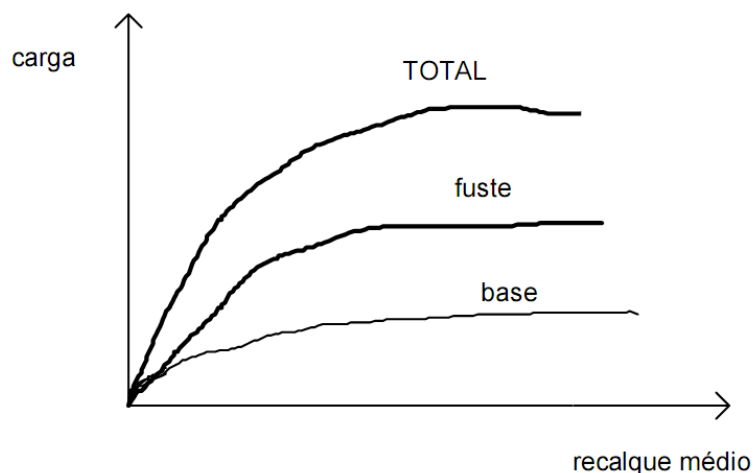


Figura 2.3 - Gráfico carga vs. recalque

Mesmo para estacas de rigidez relativamente elevada, onde o recalque da cabeça da estaca é pouco maior que o da ponta, a resistência final por atrito é mobilizada muito antes da resistência de ponta.

A transferência de carga é mais complicada no caso de estacas muito deformáveis, onde o deslocamento da cabeça da estaca é muito maior que o da ponta e onde as resistências de atrito na porção superior da estaca podem ser mobilizadas muito antes que nas partes inferiores. Estacas de grande comprimento suportam uma carga substancial de atrito sem que seja despertada ainda a carga de ponta (não ocorre movimento relativo entre ponta e solo adjacente) (Figura 2.4).

Quando a cabeça da estaca é descarregada, após uma carga de compressão, o fuste da estaca tende a retornar a posição inicial. Assim, a parte superior da estaca se moverá suficientemente em relação ao solo adjacente, para desenvolver atrito negativo, que é contrabalançado pelo atrito residual na porção superior do fuste, ou quando a carga de compressão é suficientemente grande, pela carga residual na ponta da estaca.

Uma vez que o processo de cravação consiste de um carregamento e descarregamento periódico da cabeça da estaca por impulsos dinâmicos, estacas cravadas podem conter substancial carga residual, que têm um efeito na resposta carga vs. recalque da estaca.

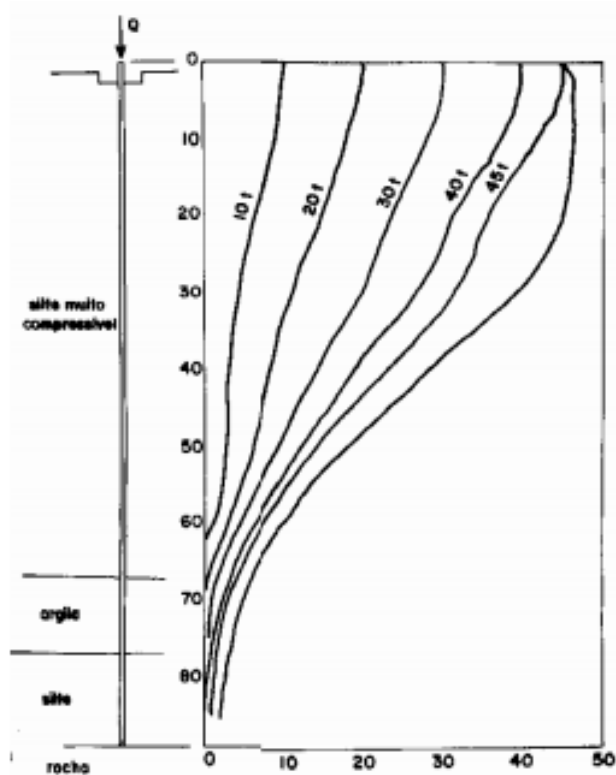


Figura 2.4 - Exemplo de prova de carga instrumentada (Felten, 2008)

#### 2.1.4 Estacas com Elementos Redutores de Recalque

Uma abordagem mais direta e eficiente seria projetar estacas para minimizar a ocorrência de recalques diferenciais sem necessariamente reduzir o recalque médio do sistema de modo significativo.

As Figuras 2.5 e 2.6 mostram esquematicamente os princípios nos quais se baseia o projeto de estacas para redução de recalques diferenciais. Considerando que a carga estrutural seja uniformemente distribuída sobre a superfície do radier, haverá uma tendência desse radier não-estaqueado apresentar maiores recalques no seu centro. A adição de umas poucas estacas na região central, possivelmente carregadas próximo de sua capacidade última, reduzirá essa tendência e minimizará os recalques diferenciais.

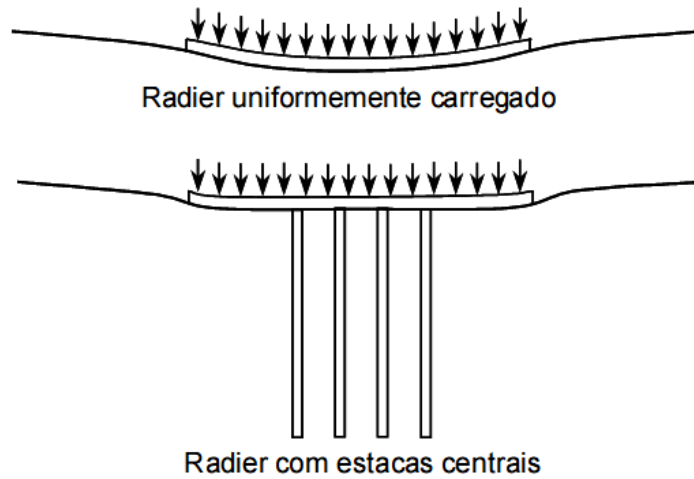


Figura 2.5- Estacas centrais para redução de recalques diferenciais (modificado de Randolph, 1994).

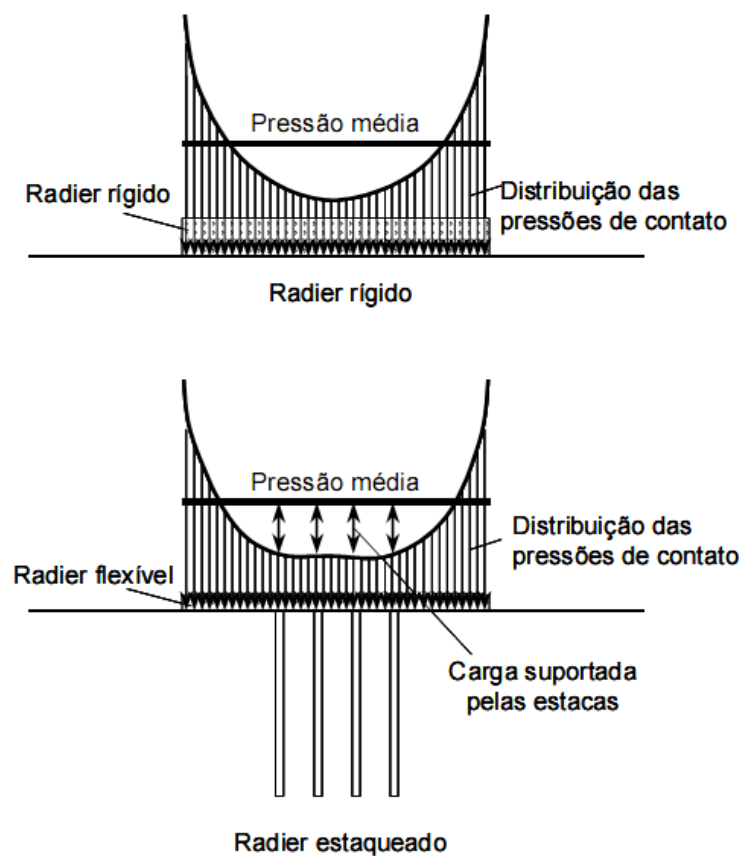


Figura 2.6- Esquema de projeto de estacas para redução de recalques diferenciais (modificado de Randolph, 1994).

### 2.1.5 Fatores Influentes no Comportamento de Fundações Mistas

O conhecimento dos fatores influentes no comportamento de fundações mistas favorece o grau de precisão dos resultados obtidos pela própria modelagem do problema utilizando-se cada vez mais as variáveis envolvidas no fenômeno.

Neste trabalho, apresentam-se os fatores influentes no comportamento de fundações mistas. Neste sentido, são abordados os aspectos que influenciam a capacidade de carga geotécnica das fundações mistas, não se tratando de questões relativas à capacidade de carga estrutural.

#### i. Capacidade Carga Axial das Estacas

A capacidade de carga axial das estacas é um dos principais limitadores da utilização de estacas e o conhecimento de seus valores favorece a determinação da configuração final da fundação mista, bem como o nível de mobilização de cada elemento. São importantes principalmente para configurações de cargas sobre a fundação exclusivamente do tipo axiais. A capacidade de carga axial é composta de duas parcelas: resistência lateral e resistência de ponta. A Equação 2.1 descreve seu modelo:

$$P_u = \sum f_s \cdot C \cdot dz + f_b \cdot A_b - W_p \quad (2.1)$$

Onde

$P_u$  é a capacidade de carga axial da estaca;

$f_s$  é a resistência lateral do fuste da estaca em compressão;

$C$  é o perímetro da estaca;  $dz$  é a espessura da camada de solo ou subcamada;

$f_b$  é a resistência de ponta da estaca em compressão;

$A_b$  é a área da ponta da estaca; e  $W_p$  é o peso próprio da estaca.

No caso de estacas sob tração, o peso próprio deve ser adicionado ao invés de subtraído da capacidade de carga axial das estacas.

Para a determinação da resistência lateral das estacas ( $f_s$ ) e resistência de ponta ( $f_b$ ), várias formulações foram desenvolvidas, dentre elas pode citar as formulações utilizando análises de tensões totais, como os trabalhos de Meyerhof

(1976), Fleming et al. (1985), Kulhawy e Phonn (1993). A aplicação do método de tensões totais é dificultada pela estimativa da resistência não drenada ao cisalhamento do solo. Há também formulações que seus aspectos quanto ao tipo de solo, método de instalação e grau de consolidação.

Várias correlações empíricas existem atualmente, baseadas nos mais diversos ensaios de campo da área geotécnica. As correlações mais empregadas no meio técnico da engenharia de fundações são aquelas que envolvem ensaios do tipo SPT – Standard Penetration Test e CPT – Cone Penetration Test.

Deve-se ser enfatizado que as correlações com o SPT devem ser tratadas com cuidado e entendido que não são universalizadas, ou seja, não podem ser empregadas em qualquer situação ou tipo de solo. As condições e características geológicas carecem de atenção e consideração privilegiadas antes do uso de quaisquer correlações empíricas derivadas do ensaio SPT.

## **ii. Capacidade Carga Lateral de Estacas**

De valor essencial no comportamento de obras com fundações mistas submetidas a carregamentos horizontais ou momento, por exemplo, torres de transmissão, estruturas de retenção, estruturas “offshore”, etc; a capacidade de carga lateral de estacas possui metodologias de cálculo que envolve as considerações da estática de uma estaca sobre um carregamento lateral. Destas formulações, requerem-se especificações da distribuição da pressão lateral ao longo do fuste com a profundidade, o conhecimento da resistência estrutural da peça quanto às cargas de momento, e o modelo de ruptura postulado para o sistema estaca-solo.

Os modelos clássicos envolvem as seguintes condições :

- Ruptura do solo de fundação á compressão suportando a estaca (denominado, segundo Broms (1964a,1964b), “ruptura de estacas curtas”;
- Ruptura estrutural da estaca por si mesma, ou seja, resistência estrutural atingida pelo excesso de esforços tipo momento fletor (denominado “ruptura de estacas longas” – segundo Broms).

Os trabalhos de Broms (1964a,1964b), representam o passo inicial no estudo de estacas solicitadas lateralmente, sendo até hoje suas formulações empregadas no desenvolvimento de novas teorias nesta área. Broms (1964b) apontou os dois casos possíveis de avaliação de estacas carregadas lateralmente: 1º caso – estacas com restrição quanto à rotação do seu topo; e 2º caso – estacas empregadas com nenhuma restrição quanto à rotação no seu topo. E também formulou teoricamente a obtenção da capacidade de carga lateral de estacas.

Meyerhof (1995a) resumiu uma metodologia alternativa para estimativa da capacidade de carga lateral, incorporando novos efeitos não alcançados pela teoria de Broms, como os efeitos de cargas excêntricas e inclinadas. Contudo, a teoria de Broms foi avaliada por Kulhaway e Chen (1993) por comparação de resultados obtidos de ensaios de laboratório e de campo em estacas escavadas, nas situações de carregamentos drenados e não drenados.

Kulhaway e Chen aplicam o método de análise de tensões efetivas, empregadas com maior frequência em relação às análises por tensões totais, já que seus parâmetros envolvidos podem ser determinados com maior facilidade.

Uma detalhada discussão sobre este tipo de análise pode ser encontrada no trabalho de O'Neill (2001), a qual foge do escopo deste trabalho.

Poulos (2001) compila em seu trabalho uma grande coleção de correlações empíricas envolvendo estes tipos de ensaios de campo, utilizados como ferramentas de previsão de capacidade de carga axial de estacas. É importante destacarmos o trabalho de Decourt (1995) como uma outra recente fonte de correlações empregando-se o SPT, o qual leva em consideração o tipo de solo e os métodos de instalação da estaca na determinação da sua capacidade de carga axial.

Correlações desenvolvidas com base no ensaio CPT são sumarizadas nos trabalhos de DeCock (1998), Poulos (1989), Melt (1993), Jardine e Chow (1996), Mota (2003) entre outros. Essas correlações utilizam como variável a resistência à penetração  $q_c$  do cone no solo, chegaram a conclusão que a teoria de Broms sobre estimava a capacidade de carga em cerca de 15 – 20% dos ensaios. Concluíram também que a Teoria de Broms foi conservativa em todos os ensaios, mas ainda sim obteve bons resultados em comparação com outras metodologias, podendo ser melhorada por ajustes empíricos nos valores obtidos originalmente pela teoria.

Ainda a respeito do aparente sucesso do método de Broms, é preciso apontar as seguintes limitações deste método:



- A camada de solo é assumida como sendo homogênea com a profundidade, caso bastante raro no campo, onde a camada de solo geralmente se encontra heterogênea;
- O método considera apenas areias puras (solos friccionais) ou uma argila sobre condições não drenadas, tendo resistência constante ao longo da profundidade;
- A análise é feita para apenas uma estaca isolada, desconsiderando as interações existentes quando da utilização de grupos de estacas.

Com estas limitações, a teoria de Broms não se aplica, portanto: a solo estratificados, perfis de solos contendo camadas de solo arenosos e solo argilosos; em perfis uniformes onde o nível de água não se encontra na superfície ou abaixo da ponta da estaca.

Atualmente, novas teorias surgiram superando as limitações acima descritas, podendo-se citar como exemplo os trabalhos de Poulos (1985) e Meyerhof (1995).

### **2.1.6 Trabalhos Pioneiros de Fundações Mistas**

Em termos de capacidade de carga de sapatas estaqueadas, o trabalho de Kishida e Meyerhof (1965) foi um dos primeiros estudos teóricos a considerar a contribuição do bloco apoiado no solo superficial em um grupo de estacas.

Quanto ao comportamento carga vs. recalque de uma fundação com a presença de um elemento superficial associado a uma estaca, o primeiro trabalho teórico pode ser atribuído a Poulos (1968), que considerou a interação estaca/bloco para uma estaca isolada com um “cap”

Outro trabalho que merece ser lembrado é a dissertação de mestrado de Akinmusuru (1973), que realizou uma série de testes em laboratório com modelos reduzidos de sapatas estaqueadas em areias.

### **2.1.7 Métodos de Análise de Fundações Mistas**

Apresentando de uma forma mais reduzida, neste item se encontram os métodos de avaliação de fundações mistas mais utilizados na literatura atual. Como escopo deste trabalho, relatam-se os métodos desenvolvidos especialmente pelo estudo de sapatas estaqueadas.

Poulos (2001) agrupou os principais métodos em dois grandes grupos – assim denotado neste trabalho, sendo eles: Métodos Simplificados (Preliminares) e Métodos Detalhados (Métodos Numéricos).

### **i.Métodos Simplificados**

Os métodos simplificados sendo aplicados de forma correta para análise de fundações submetidas ao carregamento de trabalho é muito importante no primeiro estágio de desenvolvimento do projeto, o estágio preliminar, fornecendo uma rápida caracterização da fundação quanto seu desempenho e dimensões (número de estacas, diâmetros e comprimentos das estacas). A maioria dos métodos presentes na literatura foram desenvolvidos apenas para carregamentos isolados, ou seja, apenas considerando a existência de cargas verticais ou horizontais ou de momento, mas nunca suas combinações.

Alguns trabalhos de avaliação simplificada de fundações em radier estaqueado já aparecem no meio acadêmico, mas seu conhecimento ainda é pouco difundido. Apesar das limitações, os métodos simplificados ainda são muito empregados e essas limitações são vencidas por aproximações e uso da superposição de efeitos em alguns casos.

Os métodos simplificados para avaliação do comportamento de estacas, grupos de estacas e radier estaqueado são constituídos pelos seguintes métodos:

- Correlações empíricas
- Métodos das fundações equivalentes
- Método do radier equivalente;
- Método do Tubulão Equivalente;
- Método do Pórtico Equivalente;
- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade;
- Método dos “Suportes de Reação Constante”.

### ***Correlações Empíricas***

Métodos empíricos são geralmente baseados em ensaios laboratoriais ou de campo.

A praticidade e simplicidade são suas principais vantagens, além da confiabilidade do seu uso em fundações e solos similares àquelas ensaiadas para a elaboração das correlações empíricas.

Entretanto, há o risco de estender estes métodos a outras situações diferentes daquelas sobre as quais foram desenvolvidos.

*Para a capacidade de suporte*

Citados por Sales (2000), Kishida e Meyerhof (1965) sugeriram que a capacidade de carga de uma “fundação estaqueada” pode ser estimada pela Equação 2.2:

$$Q_t = Q_g + Q_c \quad (2.2)$$

onde,  $Q_g$  é a capacidade de carga do grupo de estacas; e  $Q_c$  é a capacidade de carga do radier.

Os valores de  $Q_g$  e  $Q_c$  são funções da forma prevista de ruptura, que por sua vez basicamente é função do espaçamento entre estacas.

Segundo Akinmusuru (1973), tem-se:

$$Q_t = \alpha' Q_g + Q_c \quad (2.3)$$

onde,  $\alpha'$  é o fator de aumento da capacidade de carga do grupo de estacas devido à interação radier-solo-estacas. (Figura 2.7):

Liu *et al.* (1985) após analisarem uma vasta gama de ensaios de campo, propuseram:

$$Q_t = N (\eta_s Q_s + \eta_b Q_b) + Q_c \quad (2.4)$$

onde:

$N$  é o número de estacas;

$Q_s$  é a capacidade de carga por atrito lateral de uma estaca isolada;

$Q_b$  é a capacidade de carga da ponta de uma estaca isolada;

$\eta_s$  é o fator de influência na carga do fuste devido às interações radier-solo-estaca;  
 $\eta_b$  é o fator de influência na carga da ponta devido às interações radier-solo-estaca.

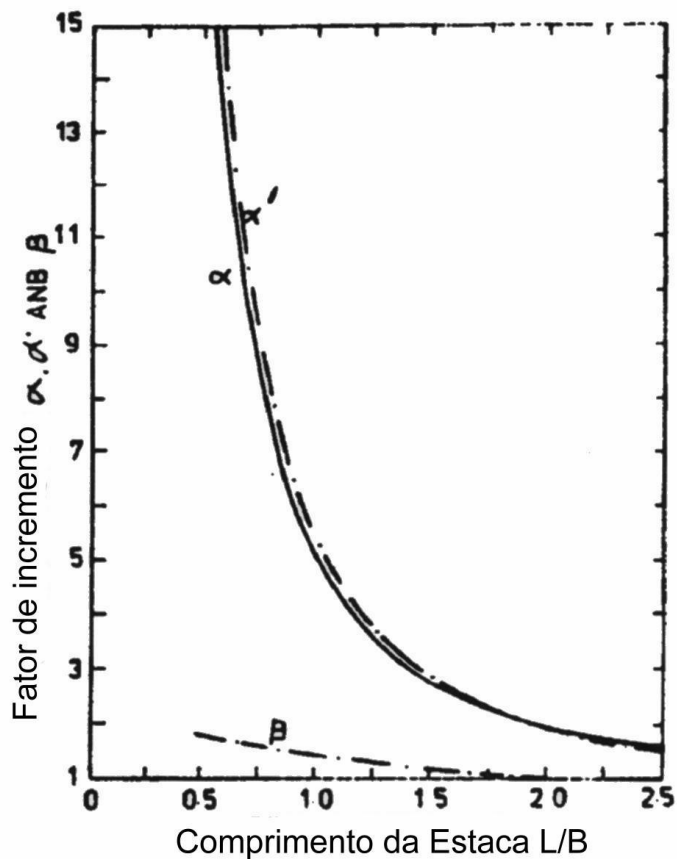


Figura 2.7- Fatores de incremento na capacidade de carga das estacas e do bloco devido à interação bloco/estacas (Akinmusuru, 1980).

Phung (1993) expandiu a proposta de Liu *et al.*(1985), propondo:

$$Q_t = N (\eta_{1s} \eta_{4s} Q_s + \eta_{1b} \eta_{4b} Q_b) + \eta_6 Q_c \quad (2.5)$$

onde,  $\eta_{1s}$  é o fator de influência no atrito lateral das estacas devido às interações estaca-solo-estaca;  $\eta_{4s}$  é o fator de influência no atrito lateral das estacas devido às interações radier-solo-estaca;  $\eta_{1b}$  é o fator de influência na resistência de ponta devido às interações estaca solo-estaca;  $\eta_{4b}$  é o fator de influência na resistência de ponta devido às interações radier solo-estaca;  $\eta_6$  é o fator de influência na capacidade de carga do radier devido às interações radier-solo-estaca;

Em todos estes métodos são apresentados ábacos para os diversos valores de “ $\alpha$ ” e “ $\eta$ ” com base nos ensaios realizados por cada autor. Ressalva-se que estas

“calibrações” foram para perfis específicos de solos, e devem ser aplicados com cautela em condições distintas (Sales, 2000)

A proposta de Kishida (1965) pode ser considerada como um limite inferior e a equação de Phung (1993) como limite superior, segundo El-Mossalamy e Franke (1997), citados por Sales (2000).

Destaca-se também que a capacidade de carga da fundação não é fator preponderante na maioria dos problemas de fundações. O fator primordial no projeto de fundação é o controle de recalques totais ou parciais.

#### *Para a estimativa de recalque*

Nesta consideração, a estimativa do recalque médio de fundação mista é realizada através do uso de correlações em termo do Fator de Recalque ( $R_s$ ), definido como sendo a razão entre o recalque do grupo de estacas e o recalque de uma estaca isolada. A seguir, exprimem-se as principais correlações:

Skempton (1953) sugeriu a seguinte equação:

$$R_s = \left( \frac{4B + 9}{B + 12} \right)^2 \quad (2.6)$$

onde,  $B$  é a largura do grupo de estacas (em metros).

Meyerhof (1959) propôs:

$$R_s = \frac{\left(5 - \frac{c}{3}\right)}{\left(1 + \frac{1}{n_r}\right)^2} \quad (2.7)$$

onde,  $c$  é igual a  $S/D$  que é relação espaçamento/diâmetro da estaca e  $n_r$  é o número de linhas de estacas.

Vésic (1969) sugeriu:

$$R_s = \sqrt{\frac{B}{D}} \quad (2.8)$$

onde,

$B$  é a largura do grupo de estacas;

$D$  é o diâmetro das estacas.

Randolph, em Fleming *et al.* (1985), propôs:

$$R_s = n^w \quad (2.9)$$

onde,  $n$  é o número de estacas;  $w$  é o expoente, geralmente entre 0,4 e 0,6 para a maioria dos grupos, sendo que o valor 0,5 vem sendo empregado por diversos autores, como Poulos (1993).

Poulos e Davis (1980) realizaram um estudo mais detalhado das interações existentes entre as estacas em grupos, utilizando para isso o método dos elementos de contorno – MEC. Das suas análises, os autores apresentaram diversos ábacos para a determinação do  $R_s$  em função das variáveis mais significativas deste tipo de fundação, como o módulo de elasticidade do solo e das estacas, e com os espaçamentos entre as estacas como principal variável nas interações entre as mesmas.

#### *Métodos Baseados na Teoria da Elasticidade*

A Teoria da Elasticidade vem sendo aplicada aos problemas de geotecnia e engenharia de fundações. Seus princípios têm proporcionado o desenvolvimento de diversos métodos analíticos ou semi-analíticos para a previsão de fundações mistas.

##### *a) Método de Poulos e Davis (1980)*

Poulos (1968a) apresentou a solução elástica para o recalque de uma estaca com “cap”. Davis e Poulos (1972) expandiram esta idéia considerando um radier estaqueado como um conjunto de diversas estacas com “cap” interagindo entre si.

Foram apresentados vários ábacos (reimpressos também em POULOS E DAVIS, 1980) para estimar o fator de recalque ( $R_G$ ) de um radier estaqueado, sendo:

$$\delta_{\square\square} = R_G P_G \delta_G \quad (2.10)$$

$$R_G = R_c \overline{R_G} \quad (2.11)$$

onde,  $\delta$  é o recalque da fundação mista;  $\delta_G$  é o recalque de uma estaca sem “cap” sob carga unitária;  $P_G$  é a carga total atuante na fundação mista;  $R_G$  é a relação entre o recalque médio da fundação (mista) e o recalque de uma estaca isolada, sem “cap”, sob carga total atuante no grupo;  $R_c$  é a razão entre o recalque de uma estaca com “cap” e outra similar sem o “cap”;  $\overline{R_G}$  é a razão entre o recalque médio de uma fundação (mista) e o recalque de uma estaca, com “cap”, sob carga total atuante no grupo.

Poulos e Davis (1980) apresentaram um método simples para situações onde o conjunto de estacas seria totalmente mobilizado. A Figura 2.8, apresenta o modelo trilinear proposto pelos autores. O método consta das seguintes partes:

- no trecho OA, antes da total mobilização das estacas, o recalque seria estimado e só o grupo de estacas trabalha.
- no trecho AB, após a total mobilização de todas as estacas, assumiu-se que toda a carga excedente ao valor;  $P_A$  seria absorvida pelo cap, e portanto o recalque excedente ao valor;  $\delta_A$  seria calculado como o de uma fundação direta (sapata) isolada sem a presença das estacas. Este acréscimo de recalque ( $\delta_B - \delta_A$ ) seria calculado por qualquer equação elástica, dependendo da forma da sapata. Por exemplo, para uma sapata quadrado de lado  $B$ , o recalque poderia ser estimado por:

$$\delta_{w=\square\square} = P_A R_G \delta_1 + \frac{0,947 (P_w - P_A)(1 - \nu^2)}{B.E} \quad (2.11)$$

onde,  $P_w$  é a carga, entre os valores  $P_A$  e  $P_B$ , aplicada a sapata estaqueada;  $\delta_w$  é o recalque da sapata estaqueada, sob a carga  $P_w$ ;  $E$  e  $\nu$  são o módulo elástico e coeficiente de Poisson do solo em questão.

- o trecho BC corresponderia a ruptura completa do sistema de fundação.

Embora tal método seja simplificado e passível de críticas pela forma de estimar o acréscimo de recalque no trecho AB da Figura 2.8, foi a primeira tentativa de simular, de maneira simplificada, situações onde se permite a total mobilização das estacas.

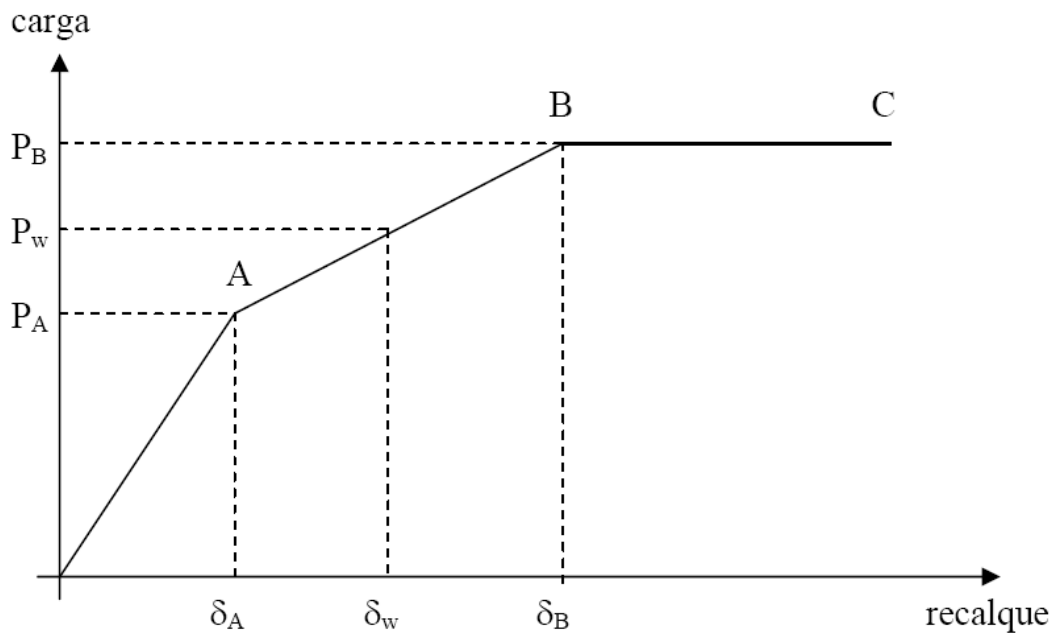


Figura 2.8 - Método trilinear de – Poulos e Davis (1980).

#### b) Método de Randolph

Randolph e Wroth (1978) apresentaram uma solução aproximada para o processo de transferência de carga ao solo de uma estaca isolada carregada axialmente, com base na solução de Boussinesq para um semi-espaço elástico, representado na Figura 2.9.

Este método permite a variação linear do módulo cisalhante  $G$  com a profundidade. Os autores chegaram à seguinte equação para a resposta de uma estaca isolada:

$$\frac{P_T}{G_L \cdot r \cdot w_t} = \frac{\frac{4\eta}{(1-\nu)^\xi} + \rho \frac{2\pi}{\zeta} \frac{\operatorname{tgh}(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r_o}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda} \frac{4\eta}{(1-\nu)^\xi} \frac{\operatorname{tgh}(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r_o}} \quad (2.12)$$



onde,  $P_T$  é a carga no topo da estaca;  $w_t$  é o recalque no topo da estaca;  $G_L$  é o módulo cisalhante do solo a uma profundidade  $Z$  igual a  $L$ ;  $L$  é a comprimento da estaca;  $r_o$  é o raio da estaca;  $\eta = r_b/r_o$ ;  $r_b$  é o raio da ponta da estaca;  $\xi = G_L G_b$ ,  $G_b$  é o módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca;  $\rho = G/G_L$ ,  $G$  é o módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca;  $\lambda = E_p G_L$ ,  $E_p$  é o módulo de Young do material da estaca;  $\zeta$  é o máximo raio de influência definido por:

$$\zeta = \ln(r_m/r_o); r_m = L \{0,25 + \xi[2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]\} \tag{2.13}$$

e

$$\mu L = \frac{L}{\frac{r_o \sqrt{2}}{\zeta \lambda}} \tag{2.14}$$

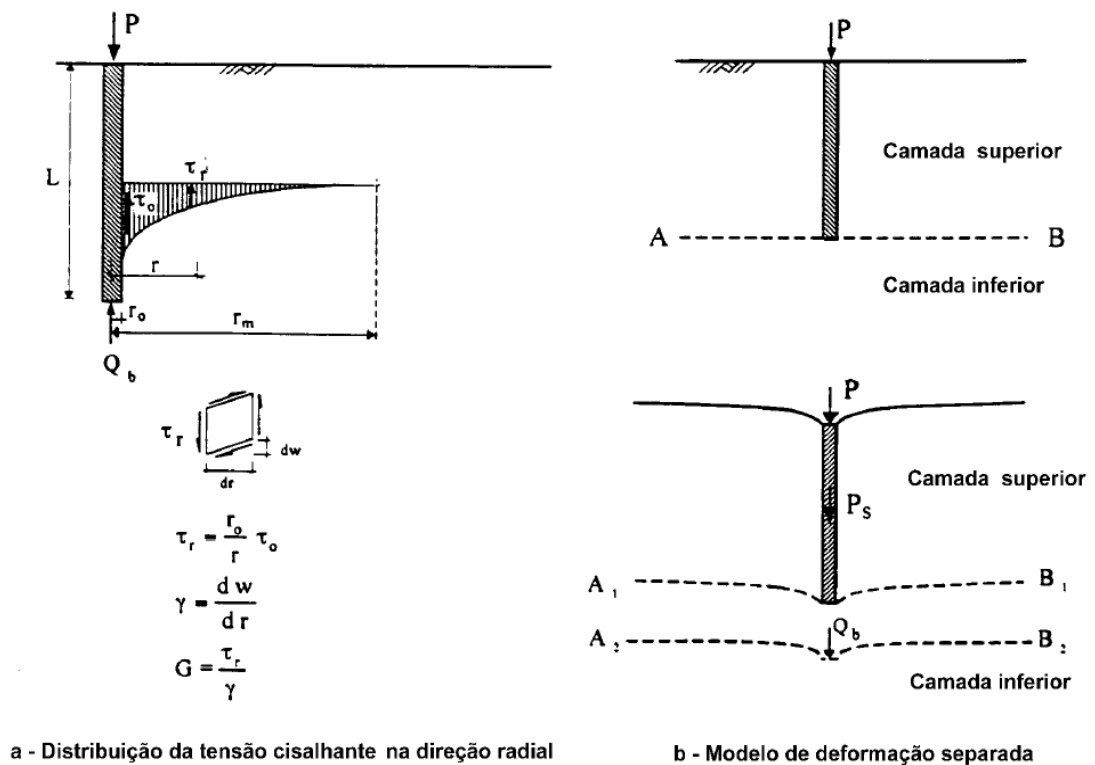


Figura 2.9- Processo de transferência de carga (modificado – Randolph e Wroth, 1978).

Em termos de rigidez da estaca, a Equação (2.15) poderia ser reescrita na forma:

$$K_p = \frac{P_T}{w_t} = G_L r_o \left[ \frac{\frac{4\eta}{(1-\nu)^\xi} + \rho \frac{2\pi \operatorname{tgh}(\mu L)}{\zeta} \frac{L}{\mu L} \frac{L}{r_o}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda} \frac{4\eta}{(1-\nu)^\xi} \frac{\operatorname{tgh}(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r_o}} \right] \quad (2.15)$$

Sobre a mesma filosofia, Randolph e Wroth (1979) expandiram este trabalho para um grupo de estacas, alterando os parâmetros de transferência de carga ( $\zeta$ ) e de rigidez da estaca ( $\xi$ ) a para levarem em conta os efeitos de interação existente no grupo, resultando nos parâmetros modificados apresentados nas equações (2.16) e (2.17) seguintes.

$$\zeta^* = n\zeta - \sum_{i=2}^n \ln\left(\frac{s_i}{r_o}\right) \quad (2.16)$$

$$\xi^* = \xi \left[ 1 + \frac{2}{\pi} \sum_{i=2}^n \frac{r_b}{s_i} \right] \quad (2.17)$$

onde,  $s_i$  é o espaçamento entre duas estacas;  $n$  é o número de estacas no grupo.

De forma semelhante, a rigidez de um grupo de estacas poderia ser estimada utilizando ( $\zeta^*$ ) e ( $\xi^*$ ) na Eq.(2.17).

### c) Método de Sales (2000)

Outro método mais eficiente de previsão do comportamento de fundações mistas foi proposto por Sales (2000). Neste, a curva carga vs. recalque prevista é semelhante à sugerida por Poulos (2001) até a completa mobilização das estacas, e se difere a partir deste ponto. A interação entre a sapata e as estacas ainda permanece influenciando no comportamento do sistema após a carga  $P_{up}$  (carga de mobilização total do grupo de estacas é igual ao número de estacas vs. capacidade de carga de uma estaca isolada) e, conseqüentemente, os recalques sofridos nesta fase são maiores do que aqueles previstos pelo método de Poulos. O método se resume nas seguintes linhas:

- Antes da total mobilização da carga última do grupo de estacas, que ocorre quando a carga aplicada no sistema  $P_t$  é igual à carga que provoca a total mobilização do grupo de estacas,  $P_a$ , o recalque da sapata estaqueada pode ser calculado pela expressão:

$$\delta = \frac{P_t}{K_{pr}} \quad \text{para } P \leq P_a \quad (2.18)$$

$$P_a = \frac{P_{up}}{\beta} \quad (2.19)$$

onde,  $\beta$  é a parcela de carga absorvida pelo grupo de estacas.

$$\beta = 1 - \frac{(1 - \alpha_{rp})k_r}{k_{pg} + (1 - 2\alpha_{rp}) \cdot k_r} \quad (2.20)$$

Os demais fatores já foram apresentados acima.

- Após a carga  $P$  ultrapassar o valor de  $P_a$ , o recalque será:

$$\delta = RG \cdot \frac{(P - F_m \cdot P_{up})}{k_r} \quad (2.21)$$

$$RG = \frac{k_r}{(1 - \beta) \cdot k_{pr}} \quad (2.22)$$

onde,  $RG$  é o fator de modificação do recalque da sapata/radier;  $F_m$  é o fator de mobilização da capacidade de carga última da fundação (Burland, 1995).

Burland (1995) sugere que o fator  $F_m$  deve ser obtido por retroanálise de provas de cargas em estacas no local da fundação. Para se ter idéia do seu valor, Burland encontrou um valor de  $F_m$  igual a 0,9 para a argila de Londres.

## ii. Métodos Detalhados

Com o avanço dos métodos numéricos e da tecnologia computacional nas últimas décadas, os métodos de análise numérica como o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método de Diferenças Finitas (MDF) e o de Elementos de Contorno (MEC) puderam ser desenvolvidos e empregados cada vez mais (Zhang, 2000). Tais métodos representam melhor o comportamento dos sistemas de fundação, abrangem um maior leque dos fenômenos presentes no comportamento do solo, como exemplos o fenômeno da não linearidade do solo, sua heterogeneidade e a total interação entre os elementos estaca, solo e sapata. Suas limitações principais estão ainda relacionadas com o tempo de discretização e obtenção da solução, mesmo ainda com todo o desenvolvimento de avançados computadores. É certo que estas limitações já estão sendo quebradas e em breve não serão consideradas como limitações.

A evolução dos métodos detalhados fez surgir ainda mais a necessidade de obtenção dos parâmetros do solo cada vez mais próximos dos seus valores reais. Sendo assim, os métodos, ensaios de campo e laboratoriais passam por reformulações e adaptação de seus conceitos a fim de obter aqueles parâmetros de solos mais realísticos e conseqüentemente serem utilizados nos métodos avançados de análises de problemas geotécnicos.

Nos últimos anos houve um grande desenvolvimento das ferramentas computacionais e de elaborados métodos numéricos.

Os principais métodos na seguinte ordem:

### *Análises pelo MEC*

Uma das mais importantes ferramentas numéricas, o MEC apresenta como uma das principais vantagens a fácil discretização do domínio do problema. A solução é obtida de um conjunto de equações integrais, usando nas formulações as equações de Mindlin (1936). Todas interações entre os elementos do sistema de fundação podem ser consideradas, além da não-linearidade do solo. Grande parte dos trabalhos que aplicaram o MEC, a sapata foi considerado como rígida o que pode não ser a situação real. Dentre os principais trabalhos com aplicação em fundações tipo radier estaqueado, destacam-se:

- Butterfield e Banerjee (1971) analisaram um radier (rígido) estaqueado, os quais afirmaram que cerca de 20 a 40% da carga total (depende da geometria) aplicada no sistema era absorvida pelo radier. Porém no Brasil dependendo de algumas características do solo, com uso de várias estacas esse valor pode ser reduzido para valores entre 10 a 15% para isso acontecer na melhor das hipóteses.

- Kuwabara (1989) analisou um sistema de radier estaqueado sobre um meio homogêneo elástico. O radier também foi considerado como rígido e a compressibilidade das estacas avaliada no conjunto. Dentre as suas principais observações, pode-se dizer que as tensões no solo no interior do grupo são baixas e relativamente homogêneas, e altas na região do solo que envolve o grupo, variando bruscamente; a presença do radier em contato com o solo implica numa diminuição das tensões cisalhantes no terço superior do fuste da estaca e, conseqüentemente, a rigidez desta também se reduz pela perda de atrito no seu fuste.

- Poulos (1993) ampliou as análises de Kuwabara, permitindo os efeitos de movimento relativo do solo, além de limitações de tensões de contato no solo, de tração e compressão das estacas. Entretanto, todos os métodos acima ainda consideram o radier perfeitamente rígido.

### *Análises pelo MEF*

Com semelhança ao MEC, o MEF pode fornecer uma das mais confiáveis respostas para os problemas comuns em engenharia. Seu uso e suas dificuldades de aplicação depende do tipo de problema a ser resolvido.

Citando alguns precursores, Desai (1974) utilizou o MEF em problemas de deformação plana; Hooper (1973), Naylor&Hooper (1974) o aplicou em problemas axisimétricos. O radier estaqueado e o solo são discretizados em elementos finitos, onde se pode levar em conta o comportamento não-linear do solo. No entanto, os métodos acima são aplicáveis a problemas específicos e negligenciam os esforços de torção no radier.

Entretanto, uma análise completa pode ser feita pelo MEF em três dimensões (3D), juntamente com a adaptação de modelos constitutivos mais aprimorados para o solo como por exemplo os elasto-plásticos; plásticos e visco-plásticos.

### Análise pelos Métodos Híbridos

Métodos de análise que aplicam mais de uma técnica de solução numérica são conhecidos como métodos híbridos. Estes foram desenvolvidos inserindo as vantagens de cada um daqueles citados anteriormente. Um dos trabalhos pioneiros que usaram esta técnica foi o de Hain e Lee (1978), onde os autores modelaram o radier em elementos de placa pelo MEF e o conjunto solo-estacas modelado pelo MEC. A compatibilidade de deslocamentos no contato radier/solo é imposta para obter um sistema único a ser resolvido. O conceito dos fatores de interação foi aplicado para reduzir o esforço computacional. As interações consideradas na análise de Hain e Lee estão representadas na Figura 2.10. Eles concluíram que a inclusão de poucas estacas no radier reduz significativamente o recalque do conjunto; quanto maior a rigidez do radier maiores serão os momentos no mesmo e maior desigualdade de cargas entre as estacas.

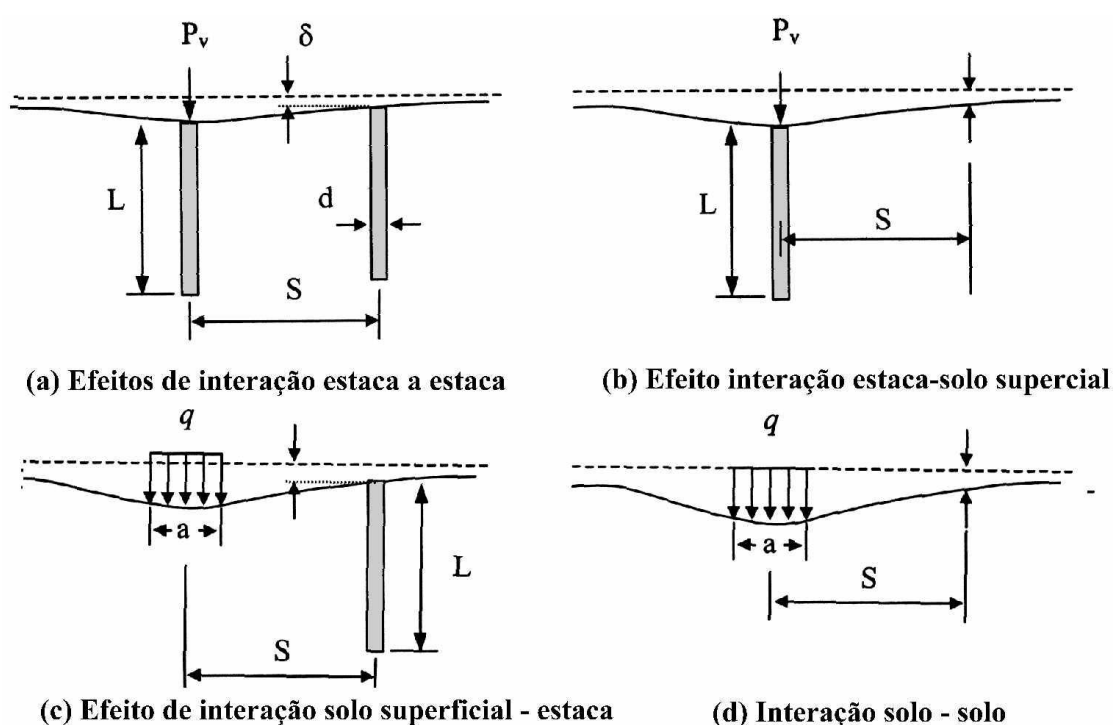


Figura 2.10 - Efeitos de interação utilizados por Hain e Lee (1978).

Clancy e Randolph (1993) analisaram um sistema em radier estaqueado combinando elementos finitos para o radier e o método de interação entre todos elementos do sistema. A Fig. 2.11 ilustra o modelo híbrido de Clancy e Randolph.

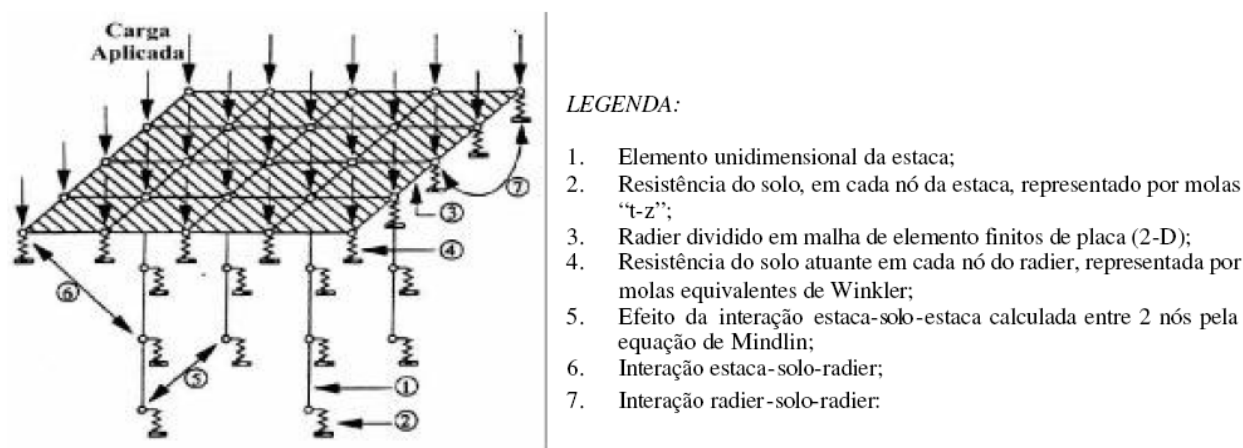


Figura 2.11- Modelo híbrido (Clancy e Randolph, 1993).

Neste, a resistência do solo em contato com o radier foi representado por uma mola de Winkler equivalente e o solo ao longo das estacas foi substituído por molas não-lineares do tipo 't-z' em cada nó das mesmas. O método é restringido para análise de fundações elásticas, mas todas as quatro interações são consideradas no mesmo. Análise semelhante foi feita por Yamashita *et al* (1993). Poulos (1994) apresentou um método aproximado semelhante ao anterior, no entanto, vários outros fatores puderam ser avaliados no seu método, tais como: resposta não-linear das estacas e limitação de carga e tensões nas mesmas e no solo, geometria diversa, aplicação de momentos nas duas direções, efeitos de consolidação e expansão do solo.

## 2.2 Modelagem Física

As técnicas de modelação física foram desenvolvidas com o intuito de proporcionar uma abordagem para a previsão de comportamento de um sistema físico, em contraposição com as técnicas analíticas e empíricas. A idéia básica é que, a partir das observações efetuadas em um sistema, pode-se prever o comportamento do sistema em estudo.

A técnica da modelagem física fundamenta-se na idéia de que os dois sistemas são semelhantes, sendo que no sistema onde se efetuam as observações seria mais fácil, cômodo e menos oneroso introduzir modificações ou variar, sob controle, os valores das grandezas a serem consideradas. A modelagem física tem

como premissa o conceito de “comporta-se de modo semelhante”, fundamentada em dois princípios:

i- O mesmo fenômeno, pondo em jogo as mesmas grandezas regidas pelas leis físicas, ocorre nos dois sistemas considerados;

ii- As relações existentes para cada categoria de grandeza são constantes, bem conhecidas e independentes dos valores absolutos das grandezas em questão, no modelo e no protótipo.

Assim a modelagem física é baseada na teoria da semelhança, que constitui o conjunto de princípios a serem obedecidos de modo a projetar, construir, operar e interpretar os modelos, a partir dos quais se desejam prever o comportamento de outros sistemas, os protótipos. A teoria da semelhança objetiva o estabelecimento de relação de transferência entre os modelos e os protótipos, bem como do tipo de relações entre as diversas grandezas intervenientes em qualquer fenômeno físico. Ela se fundamenta, entretanto, tanto no bom conhecimento da natureza física dos fenômenos intervenientes, como no domínio dos princípios da análise dimensional.

De acordo com Sales (2000) o estudo do comportamento de sapatas estaqueadas em laboratório, sob a ação da gravidade normal (1-G) e por meio de modelos reduzidos, normalmente apresenta algumas limitações e restrições. A realização de ensaios no campo, nem sempre é viável devido alguns fatores, como o altos custos e às grandes cargas requeridas para o sistema de reação.

A grande vantagem no uso de observações experimentais é a de poder aferir as hipóteses de cálculo utilizadas, retirar parâmetros de campo de forma direta para testar as soluções, verificar as limitações do método empregado, etc.

### **2.2.1 O efeito escala no modelo**

Um fator importante a ser levado em consideração num modelo reduzido é a similaridade mecânico-geométrica entre protótipo (campo) e modelo reduzido (laboratório). Definidos como fatores de escala, estes aspectos relacionam a resposta observada em um modelo com o respectivo comportamento de um protótipo hipotético.

Para o modelo em estudo não foi empregado o ambiente de gravidade induzida (ensaio em centrífuga), ou seja, os modelos reduzidos deste trabalho



encontram-se em gravidade terrestre, dessa forma existe similitude cinética  $\alpha_c = 1$ , onde  $\alpha_c$  (fator de escala cinético) é expresso por:

$$\alpha_c = a_p / a_m \quad (3.1)$$

onde,  $a_p$  é a aceleração do protótipo; e  $a_m$  é a aceleração do modelo

O fator de escala geométrico entre protótipo e modelo,  $N$ , define a relação entre os comprimentos do protótipo e modelo, matematicamente,  $N$  é definido por:

$$N = L_p / L_m \quad (3.2)$$

onde,  $L_p$ = comprimento do protótipo; e  $L_m$ = comprimento do modelo.

Tal equação indica que o comprimento do modelo deverá ser sempre  $N$  vezes menor que o comprimento do protótipo.

Dell'Avanzi et al. (2006), baseados na definição do fator de escala geométrico e cinético, apresentam a Tabela 2.1, realizando a correlação dos fatores de escala a serem observados em modelos testados em gravidade terrestre de modo a garantir similitude de comportamento entre modelo e protótipo.

Tabela 2.1 - Fatores de escala

Grandeza	Fator de escala (protótipo/modelo)
Aceleração	1
Comprimento	$N$
Área	$N^2$
Volume	$N^3$
Força	$N^3$
Densidade	1
Massa	$N^3$
Peso Específico	1
Tensão	$N$
Ang. Atrito	1
Porosidade	1
Módulo de Elasticidade	$N$
Intercepto Coesivo	$N$

Fonte: (DELL'AVANZI et al., 2006).

Assume-se que o modelo e o protótipo são constituídos pelo mesmo solo. Analisando-se os fatores de escala, pode-se observar que, para garantir a similitude entre protótipo e modelo é necessário que a porosidade e o ângulo de atrito do solo do modelo sejam iguais à porosidade e ângulo de atrito do solo do protótipo.

Dessa forma fica fundamentada a opção de um solo similar ao arenoso para o modelo desse estudo, pois com tal opção não há a necessidade de se alterar a escala do intercepto coesivo.

Segundo Dell'Avanzi et al. (2006), observa-se na Tabela 6.1 que o peso específico e a porosidade do modelo ensaiado devem ser iguais ao peso específico e porosidade do protótipo. Isto significa que o arranjo das partículas do solo do modelo é muito similar ao arranjo das partículas do solo do protótipo. Tal similitude é importante de ser observada, pois condiciona que os mecanismos de sollicitação e instabilização da massa de solo do modelo sejam similares aos mecanismos do solo do protótipo.

Segundo a norma brasileira para classificação dos solos e rochas, NBR6502:1995, a classificação dos solos de acordo com sua granulometria, é realizada conforme a Tabela 2.2.

Tabela 2.2- Fatores de escala

Classificação	Escala segundo a ABNT
Argila	menor que 0,002 mm
Silte	entre 0,06 e 0,002 mm
Areia	entre 2,0 e 0,06 mm
Pedregulho	entre 60,0 e 2,0 mm

Fonte: adaptado de (NBR 6502:1995)

Baseado em Dell'Avanzi et al. (2006), pode-se chegar à conclusão que o tamanho da partícula de solo em estudo não sofrerá efeitos de escala em função do tamanho reduzido do modelo, garantindo a similitude entre o arranjo das partículas do modelo e do protótipo.

### 2.3 Critérios de ruptura

Segundo Décourt (1996), a execução de provas de carga estáticas constitui-se, na melhor maneira de se avaliar a capacidade de carga de fundações. Porém na maioria dos casos, a ruptura física não ocorre, exigindo a adoção de critérios de ruptura ou de extrapolação da curva carga-recalque para que essa situação seja configurada.

Desse modo, faz-se necessário o uso de um método para avaliar a ruptura física da fundação que permita a visualização de todo o processo de carregamento de uma fundação do início até a completa plastificação do solo.

Entende-se por ruptura física com um evento onde um dado aumento finito de carga corresponde a um aumento infinito de deformação. A impossibilidade prática de se aplicar essa definição exige a adoção de critérios de ruptura.

Décourt (1996) propõe um novo critério para definir a ruptura, tal critério baseia-se no conceito de rigidez. Define-se rigidez de uma fundação  $R$  a relação entre a carga aplicada  $Q$  e o recalque  $s$  que ela provoca.

$$R = \frac{Q}{s} \quad (3.3)$$

Para qualquer tipo de fundação, a tendência geral é de que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentam. A ruptura pode então ser definida com sendo a carga que corresponde a um valor de rigidez nulo.

De acordo com Décourt (1996), colocam-se os valores de  $R=Q/s$  em ordenadas e os valores de  $Q$  em abscissas. Quanto menor a rigidez atingida no ensaio, mais precisa será a estimativa da carga de ruptura. O gráfico de rigidez permite visualizar claramente a que distância se está da ruptura física, que por sua vez é definida de forma clara e precisa, por extrapolação linear ou logarítmica, como sendo o ponto de carga da curva  $R \times Q$  correspondente à rigidez zero.

Décourt (1996) ressalva que as sapatas, um dos objetos de estudo deste trabalho, não têm, na prática, condições de ter sua ruptura física determinadas, visto que a curva  $R \times Q$  apresenta uma assíntota sub horizontal de pequeno coeficiente angular. Porém, de qualquer forma, para um dado nível de carregamento a distância da curva ao eixo das abscissas dará sempre uma idéia da sobra de resistência ainda disponível.

Essa sobra de resistência é em geral pequena e como as deformações necessárias à sua mobilização são muito elevadas, pouco interessa na prática conhecer a carga real da ruptura física, a não ser como uma referência, sendo mais que suficiente trabalhar-se com as cargas de ruptura convencionais (por exemplo, 10% da largura B da sapata).

Vesic (1975) fez uma extensa revisão bibliográfica a respeito do critério de ruptura de fundações. No caso da ruptura geral, fica claro definir qual foi o carregamento limite. Porém, no caso da ruptura local e por punção, o carregamento limite não é claramente definido.

Segundo Vesic (1975), quando não é possível estabelecer um critério claro de ruptura, é aconselhável realizar as provas de carga em solos compressíveis ou fofos a recalques da ordem de 25% da largura da fundação. Nos casos onde o carregamento de pico não se estabiliza, é conveniente adotar a ruptura como 10% da largura da fundação.

## 2.4 Previsão de recalque

Usualmente, os recalques são considerados como formados por três parcelas:

- 1- recalque imediato, elástico ou não drenado ( $\rho_i$ );
- 2- recalque de adensamento ( $\rho_c$ );
- 3- recalque de compressão secundária ( $\rho_s$ ).

O recalque não drenado ocorre logo após a aplicação da carga, em decorrência de distorções ocorridas no elemento solo.

O recalque de adensamento resulta da compressão do esqueleto sólido, redução de vazios de um elemento saturado pela expulsão da água dos poros.

O recalque de compressão secundária ou “creep” provém de deformações visco-elásticas do esqueleto.

Como a transição entre os processos de consolidação primária (adensamento) e secundária é arbitrariamente definida de acordo com o tempo, comumente despreza-se a parcela devida ao recalque secundário por esta ser de efeito muito lento, proporcionando, portanto, pouca influência no recalque total das fundações superficiais. A expressão do recalque total final  $\rho_s$  pode ser assim escrita:

$$\rho_t = \rho_i + \rho_c + \rho_s$$

admitindo-se:  $\rho_s = 0$   $\rho_t = \rho_i + \rho_c$

Para se obter o recalque não drenado ou imediato, lança-se mão das expressões baseadas na Teoria da Elasticidade, considerando-se o solo um meio linear elástico. Entretanto, para o caso de areias, isto não ocorre, provavelmente porque os parâmetros elásticos módulo de Young ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) dependem diretamente do nível de tensões e do confinamento experimentados pela massa de solo. A expressão conseguida pela Teoria da Elasticidade, supondo uma fundação de lado  $B$ , assentada na superfície de um meio semi infinito, homogêneo, elástico e isotrópico, é apresentada a seguir:

$$\rho_i = q \cdot \frac{1-\mu^2}{E} \cdot I_\rho$$

onde:  $\rho_i$  = recalque imediato;

$q$  = intensidade da tensão de contato aplicada;

$B$  = dimensão característica ou menor lado da fundação (largura);

$\mu$  = coeficiente de Poisson do material (solo)

$E$  = módulo de Young do solo;

$I_\rho$  = fator de influência para o recalque.

Os valores de  $I_\rho$ , estão apresentados na Tabela 2.3. Os valores de  $I_\rho$  para sapatas rígidas, segundo Schleicher (1926), são cerca de 7% menores que os de sapata flexíveis.

Se a fundação está assentada abaixo da superfície do terreno (fundação embutida), o recalque encontrado pela equação anterior deve, segundo Fox (1948), ser corrigido pela equação:

$$\rho_i' = \rho_i \cdot \alpha \quad (13)$$

onde:  $\rho_i'$  = recalque imediato da fundação com embutimento h;

$\rho_i$  = recalque imediato da fundação apoiada na superfície do terreno;

$\alpha$  = fator de correção proposto por Fox (Figura 4.19).

Tabela 2.3 – Valores do Fator de influência  $I_\rho$

Forma da Fundação	Fundações Flexíveis			Fundações Rígidas
	$I_\rho$			
	Centro	Canto	Médio	$I_\rho$
Circular	1	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular				
L/B = 0,2	-	-		-
L/B = 0,5	-	-		-
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

\*L – maior lado da sapata; B – menor lado da sapata. Fonte: Bowles (1988)

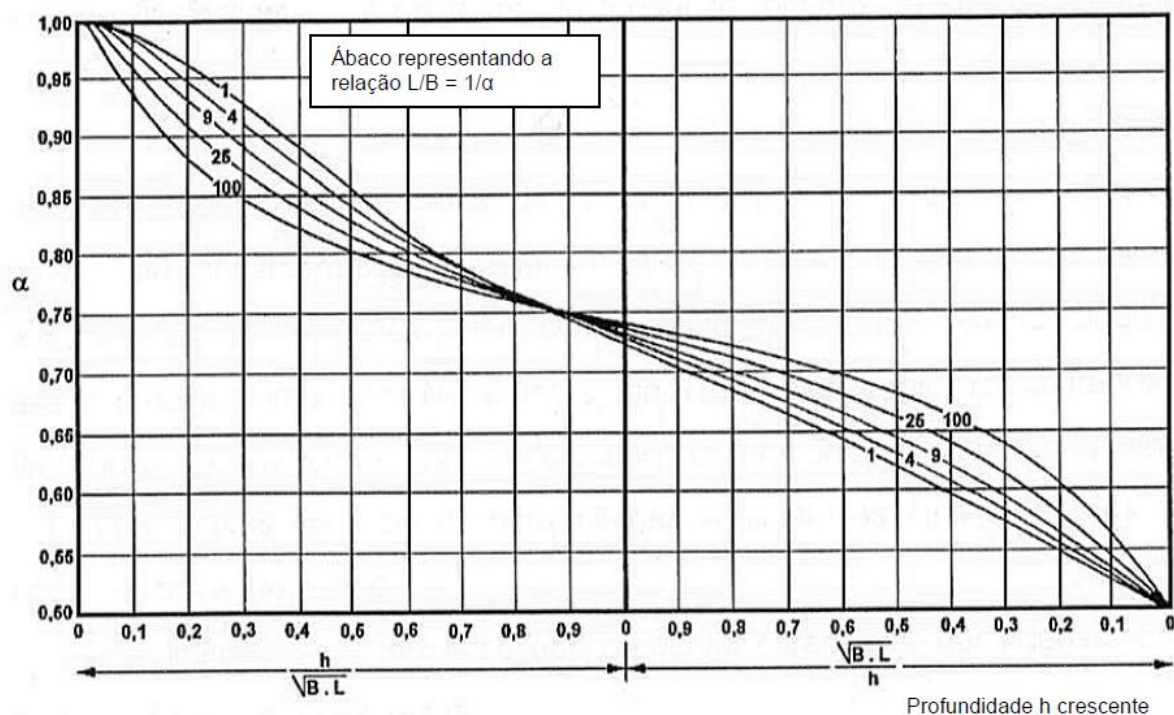


Figura 2.4 – Ábaco para determinação do fator de correção  $\alpha$ , Fox (1948)

O ábaco de Fox (1948) foi estabelecido para placas retangulares flexíveis e  $\mu = 0,5$ , mas, segundo Barata (1986), também pode ser usado para placas quadradas rígidas e, ou,  $\mu \neq 0,5$ , sem erro apreciável.

Barata (1986) também apresenta um ábaco, através do qual pode-se determinar o coeficiente do efeito de profundidade ( $\lambda$ ), semelhante ao proposto por Fox, função da profundidade  $h$  e do raio  $r$  da placa estudada, e  $\mu = 0,3$ . O coeficiente  $\lambda$  é chamado pelo autor de Coeficiente de Mindlin, pois foi baseado na solução de Mindlin, fundamentada na Teoria da Elasticidade.

Janbu, (1956) apud Cintra e Albiero (1984), propôs um método alternativo de cálculo de recalque imediato, que leva em conta a espessura da camada, o que o método apresentado anteriormente não fazia.

$$\rho_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \sigma \cdot B \left( \frac{1-\mu^2}{E} \right)$$

em que  $\mu_0$  e  $\mu_1$  são fatores dependentes do embutimento da fundação, da espessura da camada e da forma da fundação, obtidos no ábaco da Figura 2.12, e  $\sigma$  é a tensão aplicada.

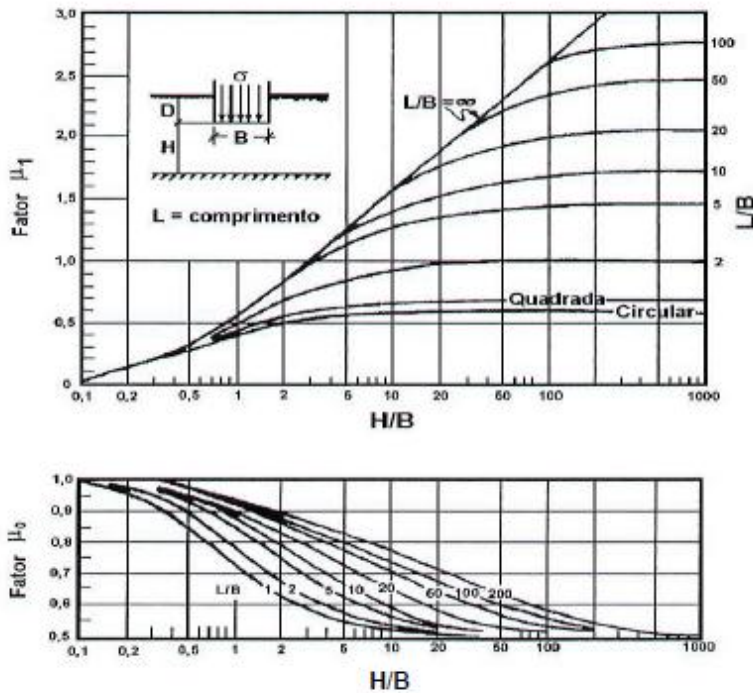


Figura 2.12 – Ábaco para obter os fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ . Cintra e Albiero (1984).

Muitas vezes, é interessante se conhecer um recalque parcial em um determinado tempo “ $t$ ” após a aplicação da carga. Para tanto, a teoria de adensamento de Terzaghi aplica-se adequadamente. Porém, para uma situação em que a determinação do recalque não seja em função do tempo, pode-se, sem considerar Terzaghi, encontrar o recalque desejado.

Quando o solo de fundação não é homogêneo e seus parâmetros variam com a profundidade, pode-se subdividi-lo em extratos homogêneos, determinando-se para cada um deles o acréscimo médio de tensão e o módulo de elasticidade médio. Admitindo-se cada substrato como um material elástico e homogêneo, pode-se utilizar a lei de Hooke para determinar o valor do recalque:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i}{E_i} \cdot \Delta L_i$$



onde:  $S$  = recalque;

$n$  = número de substratos;

$\Delta q_i$  = acréscimo de tensão média no substrato  $i$ ;

$E_i$  = módulo de elasticidade médio do substrato  $i$ ;

$\Delta L_i$  = espessura do substrato  $i$ .

Schmertmann et al. (1970, 1978) propõe um método de previsão para recalques baseado na Teoria da Elasticidade, em análises de módulos por meio do Método de Elementos Finitos e observações de medidas de campo e modelos estudados em laboratório. O autor, baseado na teoria da elasticidade, descreve que a distribuição das deformações verticais num semiespaço elástico linear sujeito a um carregamento uniformemente distribuído pode ser dada por:

$$\Delta H = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_{zi}}{E_i} \right) \cdot \Delta Z_i$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{\sigma'_{vo}}{\Delta q} \right)$$

$$C_2 = 1 - 0,2 \cdot \log \left( \frac{t}{0,1} \right)$$

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{vo}}}$$

Os módulos de Young podem ser dados por:

$$E_i = 293(N + 5) \text{ p/ argilas em kPa, segundo Mitchell e Gardner (1975)} \quad (20)$$

$E_i = 2,5 qc$  - sapatas quadradas.

$E_i = 3,5 qc$  - sapatas contínuas.

onde:  $C_1$  = fator de correção para o embutimento.

$C_2$  = fator de correção para o tempo.

$\Delta q$  = acréscimo de tensão vertical, à profundidade de assentamento da sapata (base da sapata).

$\sigma'_{vo}$  = tensões verticais geostáticas efetivas, em razão do peso do solo atuante na cota de apoio (assentamento) e na cota de  $I_{zp}$ .

$\Delta Z_i$  = variação da profundidade na camada considerada.

$E_i$  = módulo de Young do solo na profundidade  $z$ , estimado através de correlação com SPT.

$I_{zi}$ ,  $I_{zp}$  = fatores de influência médio em cada camada considerada e de pico; (Figura 2.13).

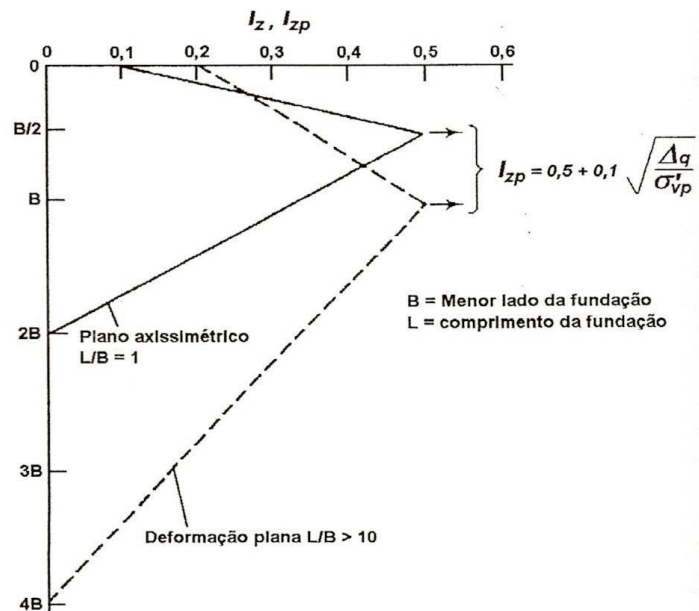


Figura 2.13 – Fator de influência, Schmertmann et al. (1978)

Serão descritas metodologias para previsão de recalques de fundações superficiais, sem considerar sua flexibilidade, ou seja, base rígida. Esses valores de recalques são utilizados para o cálculo do coeficiente de reação vertical empregados na metodologia que usa a interação solo estrutura.

Segundo Velloso e Lopes, os métodos para previsão de recalques podem ser separados em três grandes categorias:

- Métodos racionais;
- Métodos semi-empíricos;

➤ Métodos empíricos.

Nos métodos racionais, os parâmetros de deformabilidade determinados in situ ou em laboratório, são combinados a modelos de previsão de recalque teoricamente exatos.

Nos métodos semi-empíricos, os parâmetros de deformabilidade, obtidos por correlação com ensaios in situ de penetração (estática, CPT, ou dinâmica, SPT), são combinados a modelos de previsões de recalques teoricamente exatos ou adaptação deles.

Nos métodos empíricos usam-se tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes tipos de solo. Embora as tabelas não forneçam recalques, as tensões indicadas por elas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

#### 2.4.1 Métodos Racionais:

Este método pode ser realizado por:

- Soluções analíticas a partir da Teoria da Elasticidade;
- Métodos numéricos (Método das Diferenças Finitas, Método dos Elementos Finitos e Métodos dos Elementos de Contorno).

Na prática de fundações, as soluções da Teoria da Elasticidade são as que permitem o cálculo de recalques para diversos casos. Por exemplo, o recalque de uma sapata sob carga centrada pode ser previsto por:

$$w = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_s I_a I_h$$

onde:  $q$  = pressão média aplicada;

$B$  = menor dimensão da sapata;

$\nu$  = Coeficiente de Poisson;

$E$  = Módulo de Young;

$I_s$  = fator de forma da sapata e de sua rigidez (no caso flexível, depende da posição do ponto: centro, bordo, etc.);

$I_d$  = fator de profundidade/embutimento;

$I_h$  = fator de espessura de camada compressível.

Os fatores de forma ( $I_s$ ) são em geral tabulados para determinados valores de  $I_d$  e  $I_h$ . A Tabela 2.4 mostra esses valores para o caso de carregamentos na superfície de um meio espessura infinita sendo  $I_d$  e  $I_h$  tomados iguais a 1,0.

Tabela 2.4 – Fatores de forma  $I_s$  para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita.

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Ao final do capítulo está a tabela com os valores estimados e determinados em laboratório.

## 2.4.2 Métodos de previsão de recalque em estaca

Serão descritos apenas alguns de vários outros métodos de previsão de recalque em estaca.

### 2.4.2.1 Métodos Teóricos

Por ser considerado um dos mais complexos cálculos de dimensionamento de fundações profundas, encontram-se algumas publicações sobre este assunto.

Apesar disso, existem alguns trabalhos que merecem destaque pelo teor de informações e modelos matemáticos desenvolvidos. Dentre os principais pode-se citar alguns, tais como os seguintes:

#### 2.4.2.2 Método de POULOS e DAVIS (1980)

Os autores fazem uso da teoria da elasticidade linear para analisar o comportamento individual de uma estaca cilíndrica, incompressível e flutuante, sob carregamento axial, em solo elástico ideal de duas fases. Através de processo numérico que emprega a solução de MINDLIN (1936) calcula-se a ação da estaca sobre o solo, conforme o sistema da figura 2.14.

Segundo POULOS e DAVIS (1980), para estacas em areias ou em solos não saturados, pode-se considerar que o recalque final (excluindo a possibilidade de movimentos de *creep*) ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento, portanto ocorre sob condições drenadas.

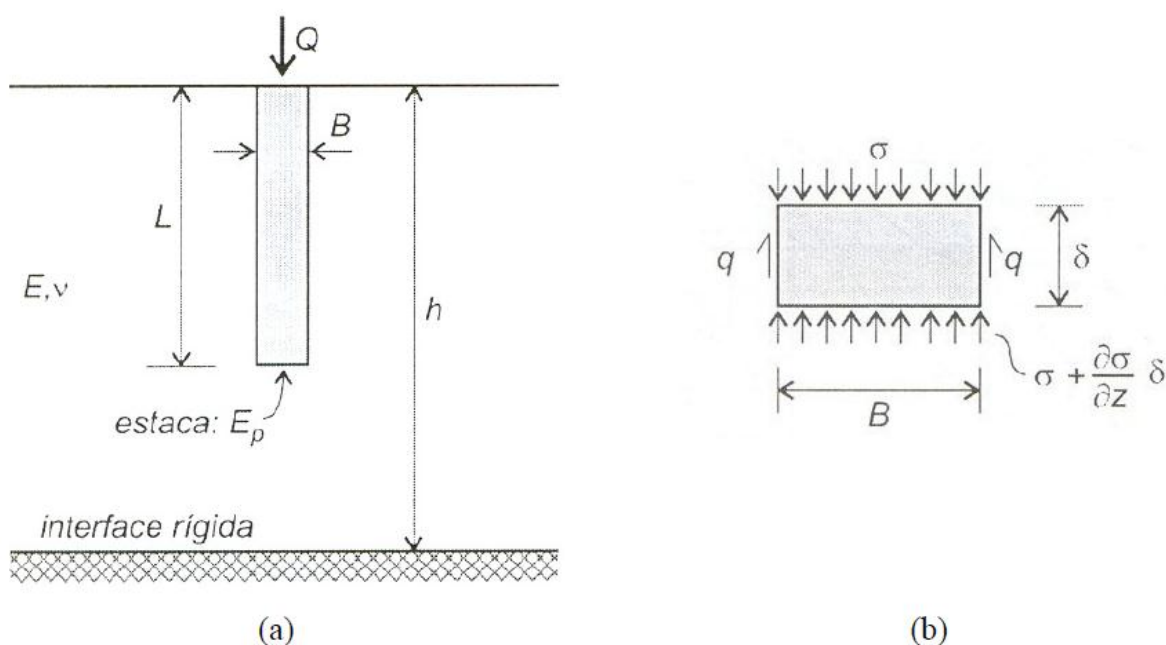


Figura 2.14 (a) esquema analisado; (b) elemento da estaca.

Considerando a estaca com material incompressível e imersa em solo de camada finita com coeficiente de Poisson  $\nu = 0.5$ , tem-se que:

$$w = \frac{Q \cdot I_0}{B \cdot E_s}$$

onde:  $w$  = recalque

$Q$  = carga aplicada à estaca;

$B$  = diâmetro da estaca;

$E_s$  = módulo de elasticidade do solo;

$I_0$  = fator de influência para deformações.

O fator  $I_0$  é função de  $B_b / B$ , onde  $B_b$  é o diâmetro da base da estaca.

Para obtenção de  $I_0$  os autores propõem a utilização de ábacos como, por exemplo, o apresentado na Figura 2.15.

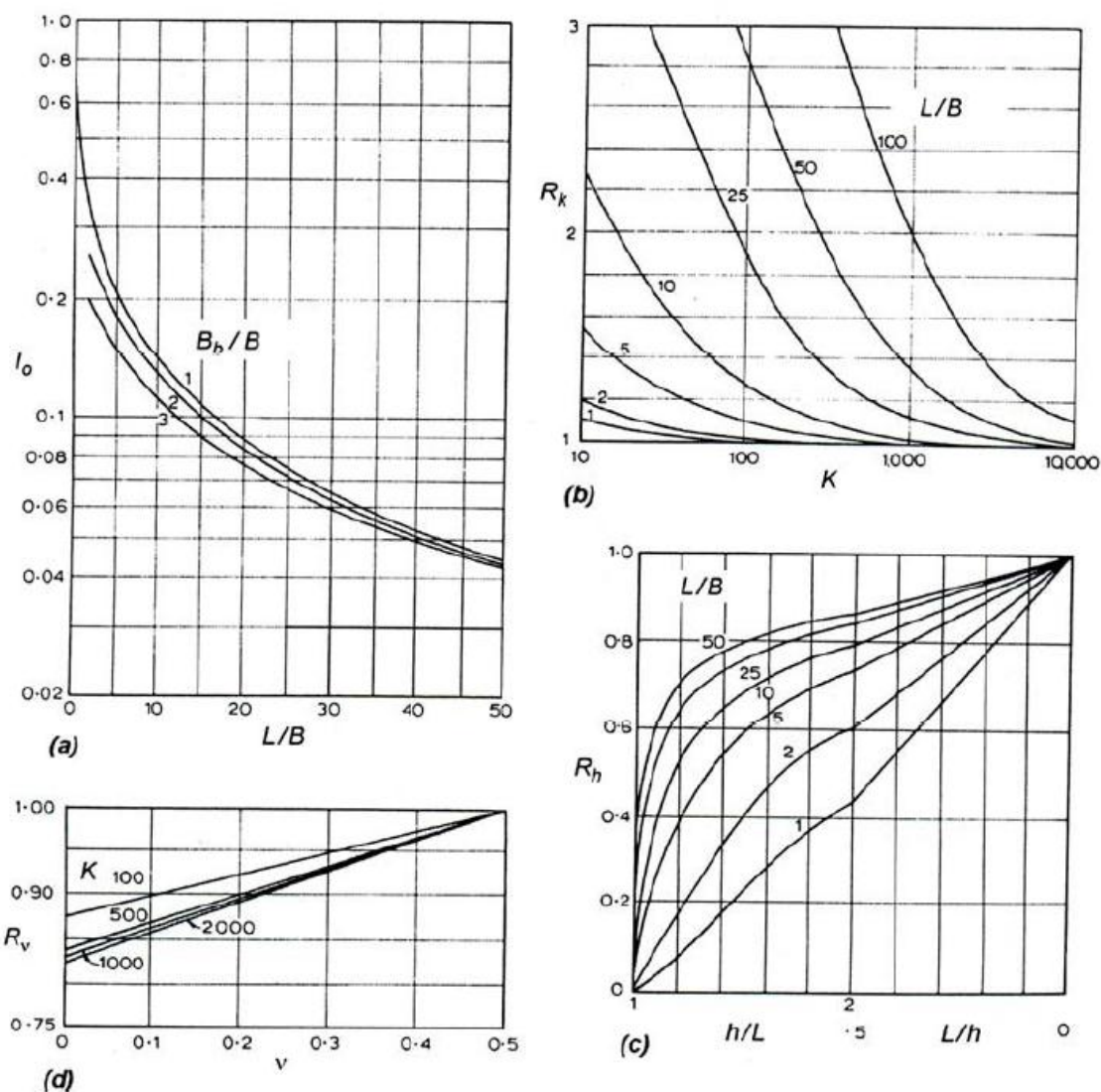


Figura 2.15. Parâmetros para cálculo do recalque de estaca compressível: (a) fator de deslocamento  $I_0$  - camada finita ( $\nu=0,5$ ), (b) influência da compressibilidade da estaca, (c) camada de espessura finita do solo compressível, (d) coeficiente de Poisson do solo (POULOS & DAVIS, 1974).

Durante a realização de novos trabalhos os autores propuseram solução para o caso de estaca feita com material compressível, imersa em solo de espessura finita, com material de ponta resistente, através da equação acima:

$$w = \frac{Q \cdot I}{B \cdot E_s}$$

sendo que:

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \cdot R_b$$

Onde tem-se os seguintes fatores de correção:

$R_k$  = para compressibilidade da estaca;

$R_h$  = para a espessura  $h$  (finita) de solo compressível;

$R_v$  = para o coeficiente de Poisson do solo;

$R_b$  = para a base ou ponta quando estiver em solo mais rígido.

Através das Figuras 2.15 e 2.16 pode-se estimar os valores de  $R_k$ ,  $R_h$ ,  $R_v$  e  $R_b$ , e conseqüentemente estimar o valor de  $l$ .

As condições de recalque são de fundamental importância para a previsão adequada do comportamento das fundações por estacas, pois deve-se garantir que os recalques, principalmente os diferenciais, não prejudiquem o bom desempenho da estrutura.

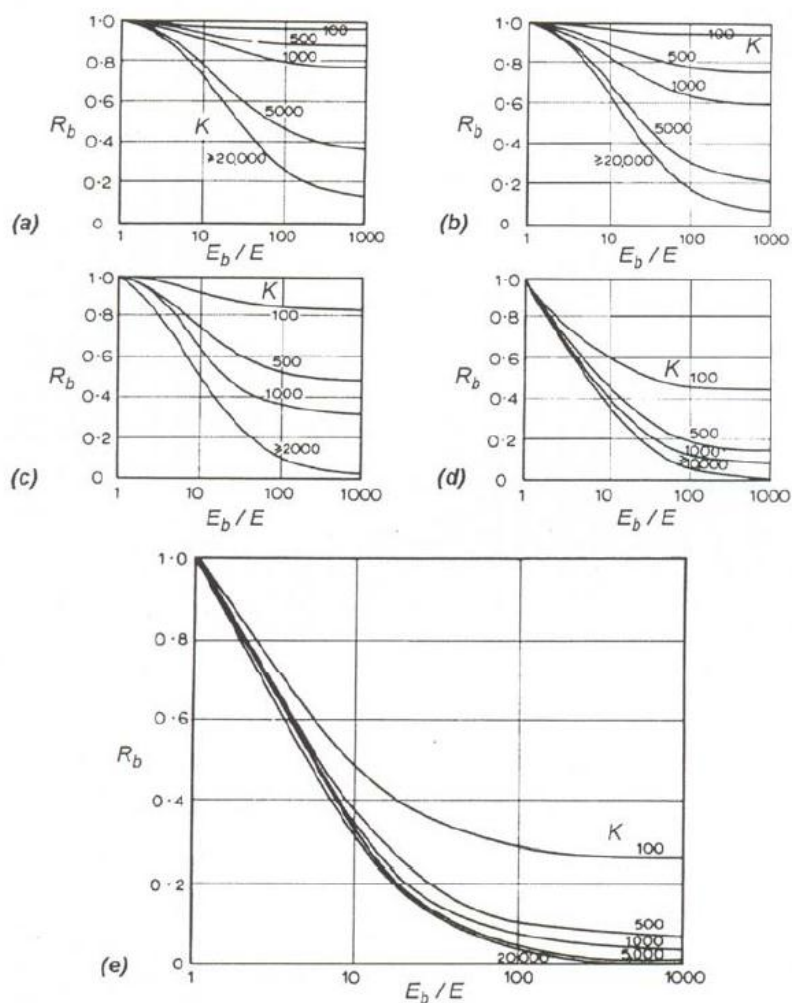




Figura 2.17 - Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo: (a) condição  $L/B = 75$ , (b) condição  $L/B = 50$ , (c) condição  $L/B = 25$ , (d) condição  $L/B = 10$  e (e) condição  $L/B = 5$  (POULOS e DAVIS, 1974).

Assim como as sapatas, os valores de recalque das estacas estão ao final do capítulo.

### 2.4.3 Métodos de previsão de recalque em Sapata Estaqueada

Na fase de análise preliminar de uma sapata estaqueada, onde geralmente os cálculos são feitos manualmente ou sem a utilização de programas específicos, somente duas propostas foram encontradas na literatura, que consideram a fundação trabalhando com a presença de estacas após a completa mobilização de sua capacidade de carga.

Entre esses métodos está o modelo trilinear originalmente apresentado em Davis e Poulos (1972) e melhor detalhado em Poulos e Davis (1980). Esses autores consideraram que a resposta carga-recalque de um radier estaqueado poderia ser representado esquematicamente. O modelo admite que a capacidade máxima de carga de cada estaca, dentro do radier estaqueado, será a mesma que estas tinham quando isoladas.

Passando aos métodos numéricos simplificados de análise de radier estaqueados, na grande maioria dos métodos, como HyPR (Clancy e Randolph), GARP (Poulos, 1994a), NAPRA (Russo, 1995), PIRAF (Ta & Small, 1998), KURP (Matsumoto, 1998), e outros, quando uma estaca ultrapassa sua capacidade máxima de carga um limite é imposto à carga a ser absorvida por esta estaca, ou seja, ao se resolver numericamente o sistema de equações de compatibilidade de deformações entre o radier e as estacas, se a carga obtida para uma estaca ultrapassar o seu limite de carga, impõe-se a esta estaca o seu limite máximo, retira-se esta estaca (cuja carga não é mais uma incógnita) do sistema, e resolve-se tudo novamente, iterativamente, até se encontrar uma solução que não vá de encontro às hipóteses dos valores máximos de carga para cada tipo de estaca envolvida na fundação.

## Capítulo 3 - Materiais e Métodos - Criação dos Modelos Físicos

---

Neste capítulo é abordada a metodologia de construção de um modelo em escala reduzida de fundações superficiais, fundações profundas e fundações mistas com estado plano de deformações.

Basicamente, propõe-se um modelo para avaliar a capacidade de carga destas fundações sobre um maciço de fundação equivalente (varetas de bambu).

Propõe-se observar todo o processo de propagação de tensões, mobilização de deslocamentos, através de uma interpretação fotográfica de cada estágio de carregamento do modelo.

Os principais elementos do sistema para o modelo experimental em escala reduzida são o tanque de ensaio, sapatas, estacas, sapatas estaqueadas, o sistema de carregamento e o maciço de fundação equivalente.

Tais elementos encontram-se descritos e devidamente apresentados a seguir.

### 3.1. Elementos constituintes do sistema

#### 3.1.1. Tanque

As Fundações correspondem ao estado plano de deformações. Segundo Sadoglu *et al.* (2009), existem duas condições para garantir o estado plano de Deformações. A primeira impõe que a deformação longitudinal do sistema seja “zero” ( $\epsilon_y = 0$ . Onde,  $\epsilon_y = W/dW$  é a deformação na direção longitudinal,  $dW$  é a deformação total lateral do tanque e  $W$  a largura do tanque). Isso implica que os planos frontais e traseiros do modelo têm que ser suficientemente rígidos para garantir tal condição. A segunda condição impõe que o atrito entre o solo e as faces internas frontais e traseiras seja zero. Isso implica que as faces internas não podem oferecer nenhum atrito com o maciço.

Se tais condições não podem ser respeitadas integralmente, algum critério deve ser estabelecido para que o modelo fique concebido de forma a chegar o mais próximo possível de tais condições, caso contrário os resultados experimentais não serão representativos para o caso de estado plano de deformações.

Para atender estas condições, foi desenvolvido um tanque para ensaios em modelos reduzidos de fundações. O tanque é constituído basicamente por um pórtico rígido com dimensões internas do tanque para o ensaio são de 122 cm de comprimento, 15 cm de largura e 85 cm de altura. As dimensões externas são de 130 cm de comprimento, 16,8 cm de largura e 97 cm de altura. A parte traseira é fechada com madeira (compensado de 18 mm de espessura), as laterais e a base do tanque são em perfis metálicos. A parte frontal da caixa é aberta.

Para conferir rigidez, intertravamento das arestas da caixa e restrição de deslocamentos, os perfis em aço foram integrados e parafusados.

Todas as paredes internas do tanque têm suas faces livres de qualquer saliência. Todos esses cuidados foram tomados para minimizar ao máximo o atrito lateral e possíveis deformações do tanque, garantindo assim uma situação adequado do estado plano de deformações.

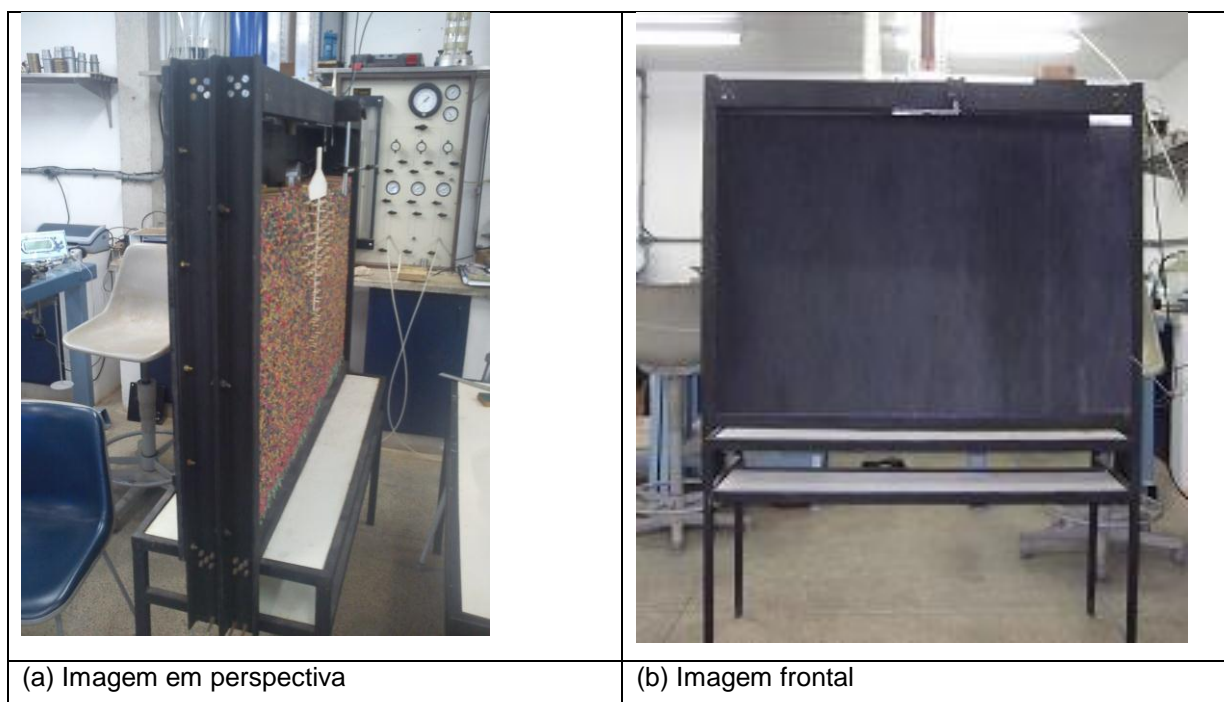


Figura 3.1 - Imagens do tanque para ensaios em fundações através de modelos físicos em escala reduzida

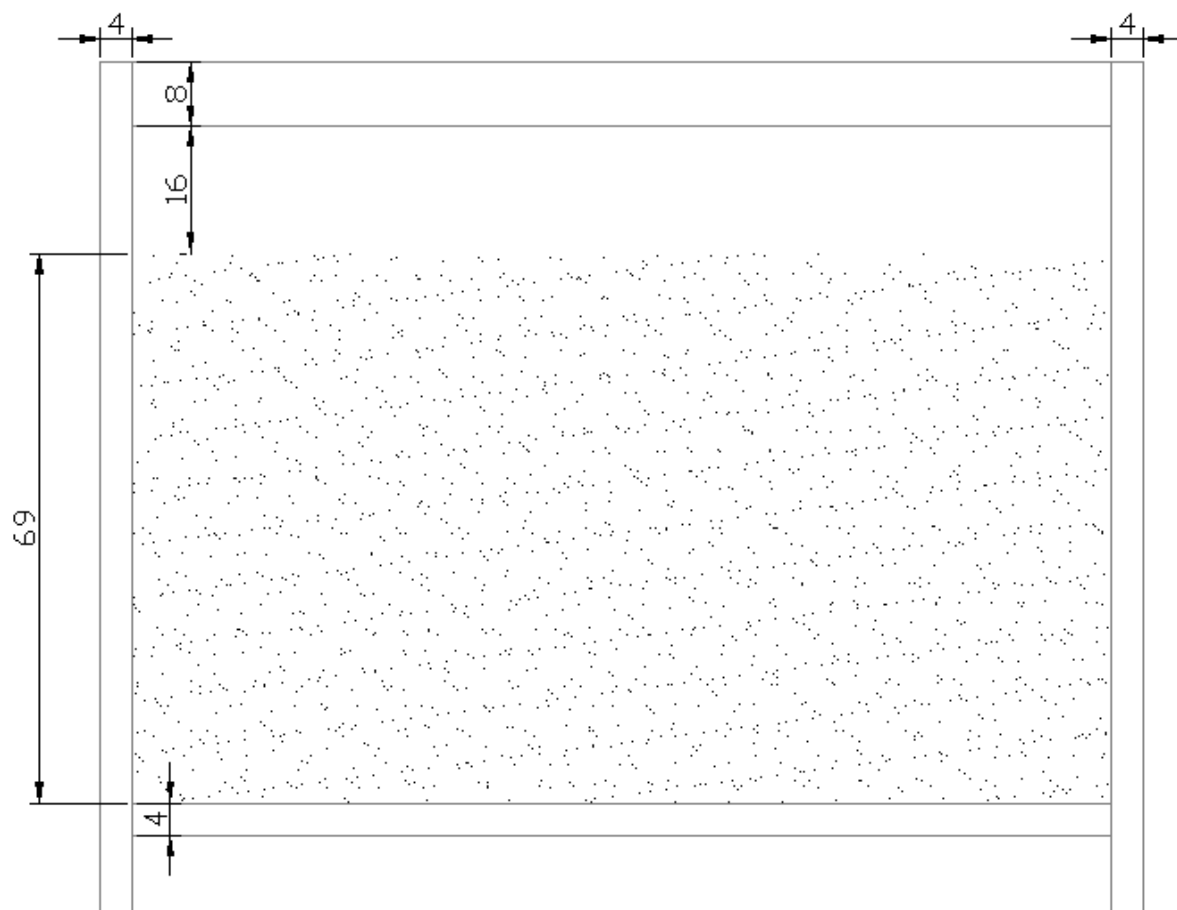


Figura 3.2 - Vista frontal do tanque para ensaios em modelos físicos em escala reduzida.

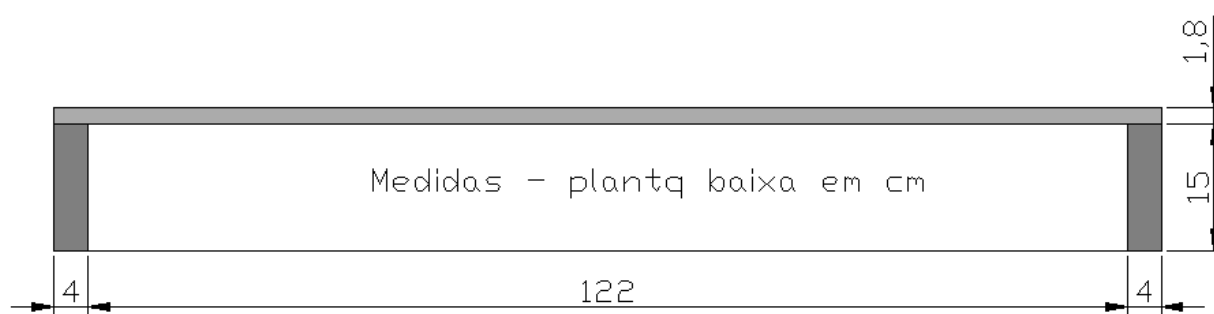


Figura 3.3 - Vista superior do tanque para ensaios em modelos físicos em escala reduzida.

### 3.1.2. Maciço de Solo (Varetas de Bambu)

Para representar o maciço de solo nos ensaios foi utilizadas varetas de bambu com seção circular e comprimento com 110 mm. Esse material que por sua vez possui características muito semelhantes ao da areia. Essas varetas são todas empilhadas dentro do tanque e tem diâmetros entre 3 a 10 mm, conforme a Figura 3.4.

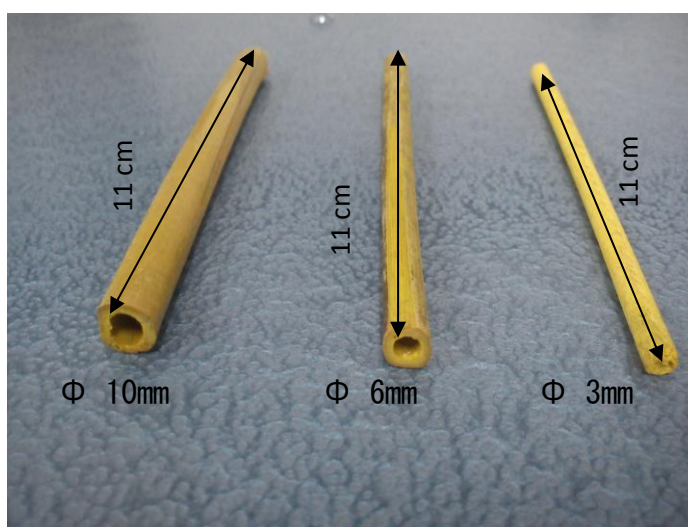


Figura 3.4 - Varetas utilizadas como representação do maciço de solo.

O ângulo de atrito desse material foi determinado através de ensaios de cisalhamento direto conforme a Figura 3.5 com o peso específico de  $4,47 \text{ KN/m}^3$ , resultando aproximadamente em  $33^\circ$ .

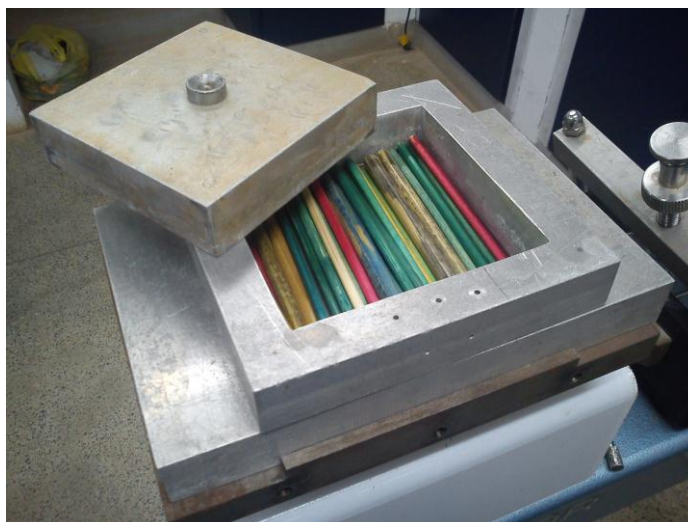


Figura 3.5 - As varetas sendo compactadas para o ensaio de cisalhamento direto.

Os resultados a seguir mostram como foram determinados o ângulo e o peso específico do material pelo ensaio de cisalhamento direto.

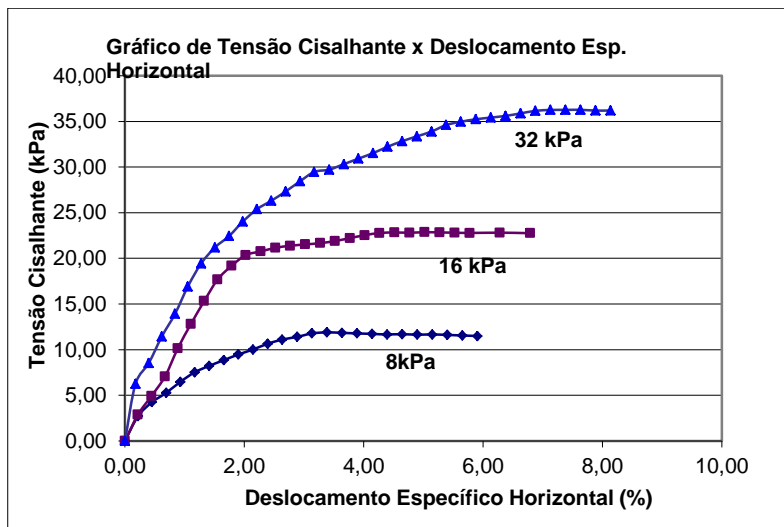


Figura 3.6 – Variação da Tensão Cisalhante x Deslocamento Esp. Horizontal

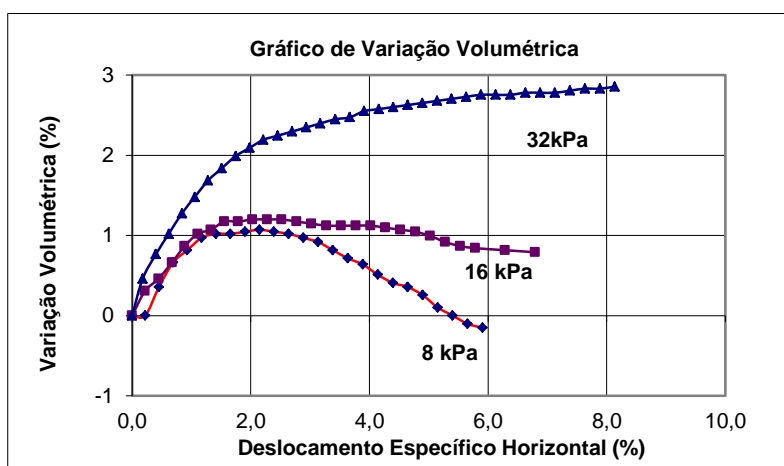


Figura 3.7 – Variação Volumétrica x Deslocamento Esp. Horizontal

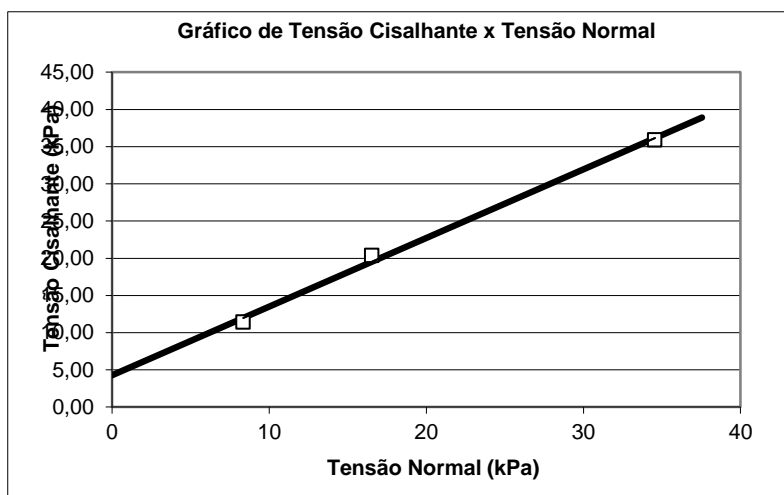


Figura 3.8 – Variação da Tensão Cisalhante x Tensão Normal

### 3.1.2. Modelo da fundação

Os tamanhos dos modelos foram escolhidos de uma forma que pudesse facilitar todo o manuseio do ensaio e também se tornando mais viável economicamente.

As sapatas de fundação possuem comprimentos variados: 12,5 cm, 17,5 cm e 22,5 cm de largura e 11,0 cm de profundidade ( $B$ ), como podem ser observados na Figura 3.9 e por ser considerada como uma placa rígida não se levou em conta a altura da sapata.

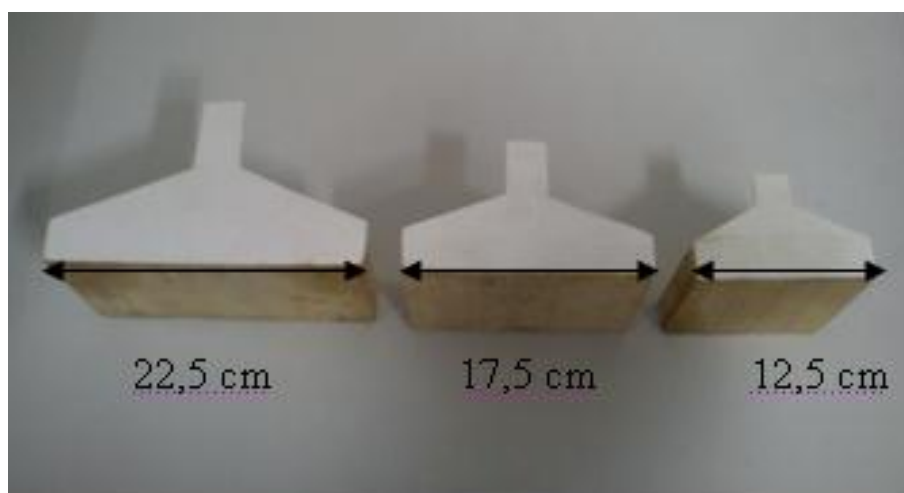


Figura 3.9 – Modelos reduzidos das fundações em sapata.

As estacas também possuem comprimentos variados: 22,0 cm, 31,0 cm e 40,0 cm de comprimento, e seção de 1,6 x 11,0 cm como podem ser observados na Figura 3.10.

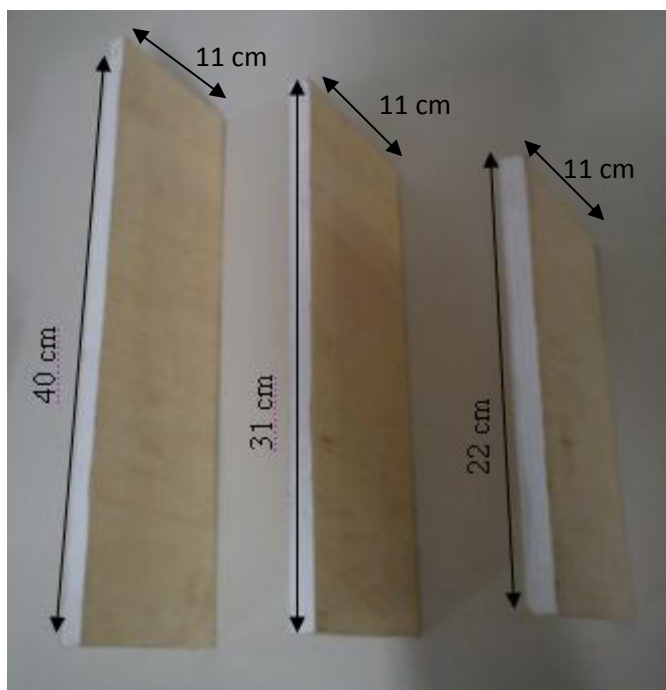


Figura 3.10 – Modelos de estacas adotados.

Já as sapatas estaqueadas tiveram variações no tamanho tanto nas sapatas quanto nas estacas, pois usou-se um modelo padrão de sapata variando as estacas e um modelo de estaca padrão variando as sapatas. Sendo o modelo padrão de sapata com 17,5 cm de comprimento e 11,0 cm de largura. Para a estaca padrão foi adotada o modelo com 310 mm. Esses modelos padrões foram tirados entre as medidas intermediárias. A partir do modelo padrão de sapata, variaram-se as estacas e a partir do modelo padrão de estaca variaram-se as sapatas. Observe nas figuras 3.11 e 3.12.



Figura 3.11 - Sapatas estaqueadas seguindo a estaca com 31 cm como padrão e variando as sapatas.





Figura 3.12- Sapatas estaqueadas seguindo a sapata com 17,5 cm como padrão e variando as estacas.

#### **3.1.4. Marcadores de Deslocamento**

Com o objetivo de melhorar a visualização das deformações e formas de ruptura do maciço, optou-se pelo uso de marcadores de deslocamento.

Um teste para cada modelo de fundação foi executado o teste seguindo os critérios construtivos descritos no item 3.1.6, porém entre o maciço de solo foram introduzidos marcadores de deslocamento com varetas de bambu brancas. Tais marcadores são em varetas de diâmetro igual a 3 mm e na cor branca.

Para marcação destes marcadores, criou-se uma malha. Esta malha foi padronizada de acordo com espaçamento por onde se observaria os deslocamentos.

#### **3.1.5. Sistema de carregamento**

Para o desenvolvimento do programa de ensaio fez-se necessário à construção de cilindros hidráulicos para a aplicação do carregamento nos modelos. Considerando o nível de carga previsto para os ensaios foram fabricados 3 cilindros de PVC. A tabela 3.1 apresenta as características de cada cilindro hidráulico.

Tabela 3.1 – características dos cilindros hidráulicos.

Cilindro	Diâmetro do Pistão (mm)	Avanço do Pistão (cm)	Diâmetro Externo (mm)	Carga Máxima(N)
1	45	20	65	500
2	35	20	55	350
3	30	20	45	250

Os cilindros são adaptados em um suporte de alumínio, que permite ajustar posição e altura.

O sistema de aplicação de pressão é feito com água. O controle de pressão é feito com de controle de ar comprimido.

O sistema de carregamento é composto por um cilindro hidráulico montado exclusivamente para o trabalho, sendo três modelos de cilindros adequados a cada modelo, acoplado a uma armação em alumínio, onde este é preso a uma barra de aço na parte superior do tanque e tendo a facilidade de poder se deslocar ao longo desta barra (Figuras 3.10 e 3.11).

Foram confeccionados três modelos de cilindros exclusivamente para o trabalho, variados para atender todos os modelos de fundação. Eles são acoplados a uma armação em alumínio. Tal reação de carregamento encontra-se engastado ao tanque que está apoiado sobre uma mesa, confeccionada de forma a se obter elevada rigidez em todo o entorno do sistema de carregamento, o que garante que as deformações ficarão restritas somente ao maciço do modelo.



Figura 3.1 – Modelos de cilindros montados para atender as vários tipos de ensaios.



Figura 3.2 – Equipamento montado sobre o tanque para aplicação da carga.

Com o objetivo de obter uma boa aquisição dos dados, todo o equipamento de instrumentação (célula de carga e transdutor de deslocamento) foi calibrado, assim com os cilindros de aplicação de carga. A aquisição dos valores do carregamento é feita pela leitura de uma célula de carga, que fica entre o pistão e o modelo de fundação confeccionado em madeira.

Os deslocamentos da fundação são observados através de um transdutor de deslocamento (LVDT) de precisão de centésimo de milímetro, posicionados de maneira oposta na porção central da fundação. Esse transdutor pode medir deslocamentos de até 30 mm.

### **3.2. Considerações construtivas e processo de ensaio**

O carregamento é aplicado através de estágios de cargas, a quantidade de estágios é determinada de forma a se conseguir uma curva carga vs. recalque bem definida, ou seja, os estágios são porcentagens de um carregamento de ruptura, seja a ruptura convencional ou física. Estes critérios são detalhados no item 3.2.

Em função do material do maciço de fundação do modelo (semelhante ao solo arenoso) possuir recalques predominantemente de natureza instantânea, cada estágio de carga somente é avançado quando se obtiver uma estabilização de recalques da ordem de 0,01 mm /minuto.

A configuração geométrica proposta pode ser verificada nas Figuras 3.12 e 3.13.

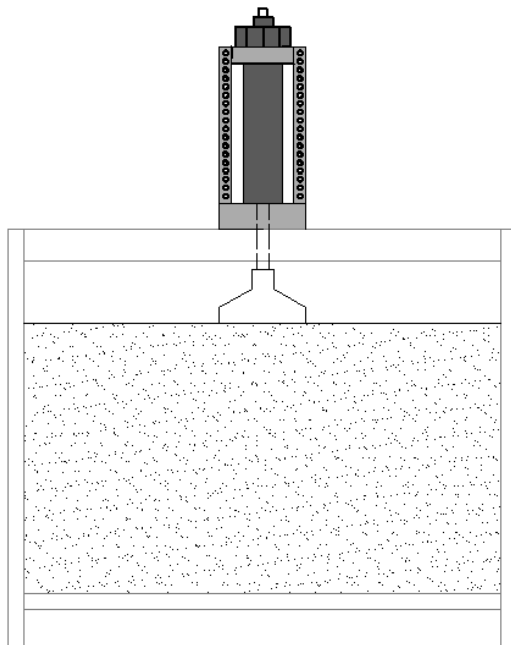


Figura 3.3– esquema de trabalho no tanque.

Como o tanque já foi descrito anteriormente, as varetas de bambu foram colocadas de uma forma bem distribuída. Na parte de baixo do tanque foram colocadas as varetas com maiores diâmetros (8 mm) tendo uma camada inicial com 5 centímetros deste diâmetro. Desta camada até a parte superior, é feita uma boa distribuição tendo como uma grande maioria diâmetros menores (3 mm). Em seguida esse material é todo acomodado manualmente buscando eliminar os vazios existentes com a distribuição.

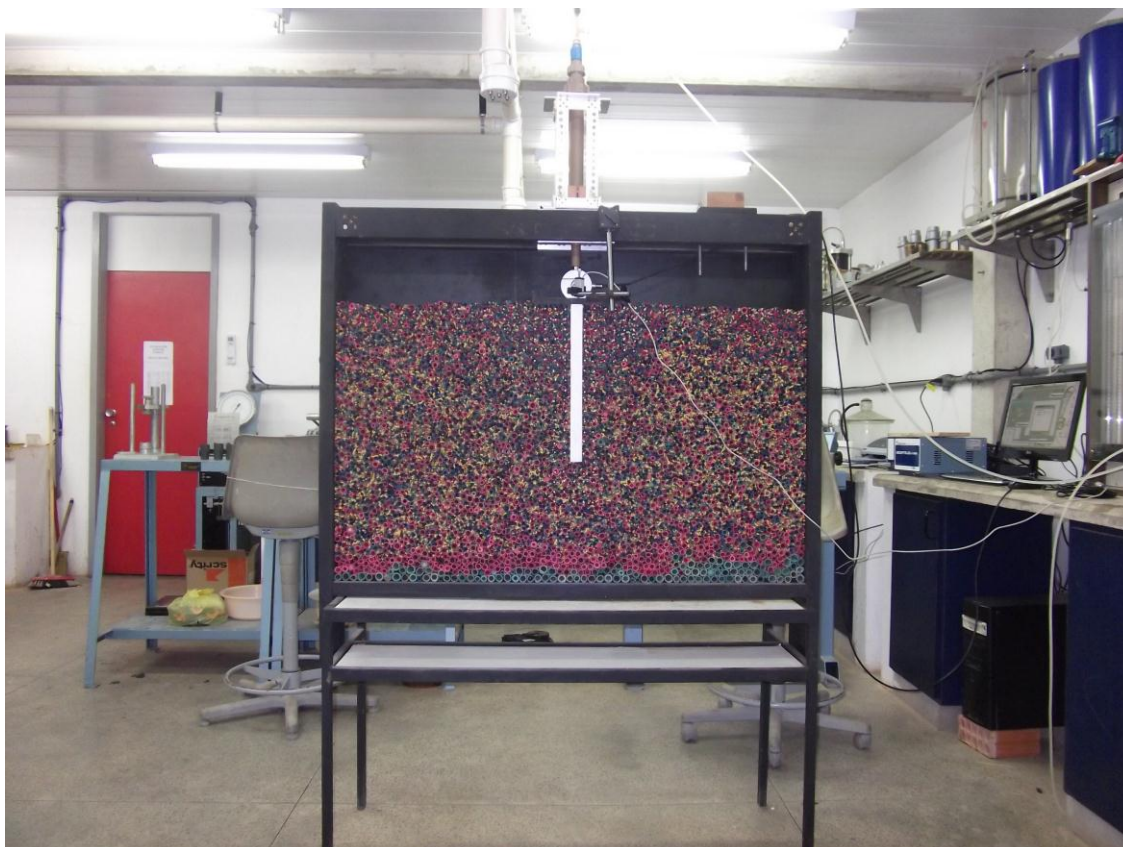


Figura 3.4 – Tanque montado para a realização dos ensaios.

Ao final da acomodação do maciço, a fundação é montada e acomodada sobre o maciço, de uma forma bem alinhada com os eixos para então iniciar a montagem do sistema de carregamento. Já no caso das estacas, ela é introduzida por pressão até que atinja a profundidade necessária. O cilindro é ajustado e centralizado na parte superior do tanque sobre a Fundação. E por fim, é colocado o LVDT, preso por uma base magnetizada a parte superior do tanque, e a célula de carga entre o cilindro e a fundação de uma forma centralizada para evitar qualquer deslocamento lateral. A partir de então, todas as leituras iniciais são armazenadas. Essas leituras são adquiridas por um programa computacional obtido pela aquisição digital através de um programa e armazenados em um computador.

A cada segundo do carregamento as leituras do sistema são transmitidas a um programa de computador. Com os dados é montada uma curva de carga vs. recalque para cada modelo de fundação.

### **3.3- Critérios de ruptura adotados no modelo**

Os estágios de carga foram dimensionados em função do resultado de previsões teóricas, encontrou-se a ordem de grandeza do carregamento de ruptura para o caso. E como citado no item 3.1.4, a quantidade de estágios é dimensionada de forma a se conseguir uma curva carga vs. recalque bem definida, ou seja, os estágios são porcentagens de um carregamento de ruptura.

O ensaio padrão, para o caso de solo sem reforço, foi realizado com aproximadamente 15 estágios de carga, até o fim do curso do relógio comparador (30 mm). Os estágios tiveram seu valor numérico aumentado, em função do aumento de resposta da capacidade do solo para o caso reforçado, sempre respeitando a ordem de grandeza de aproximadamente 15 estágios de carga.

Em função do material de fundação do modelo (varetas de bambu) possuir recalques predominantemente de natureza instantânea, cada estágio de carga somente é avançado quando se obtiver uma estabilização a cada 5 minutos.

# Capítulo 4 - Análise e Discussão dos Resultados

---

Uma vez conhecidas as características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do maciço e outros parâmetros eventualmente necessários, a tensão admissível e o recalque podem ser determinados por meio das teorias consagradas pela Mecânica dos Solos, levando-se em conta eventuais inclinações da carga no terreno e excentricidades (ABNT-NBR6122/2010).

## 4.1 - Carga ou tensão de ruptura

### 4.1.1 –Métodos Teóricos

#### I - Sapata

Esta parte do trabalho não tem o intuito de cobrir toda temática de capacidade de carga das fundações, mas sim apontar os elementos fundamentais a compreensão da proposta deste estudo.

O maciço de solo deve ser capaz de suportar as cargas colocadas sobre ele, sem que haja ruptura e os recalques devem ser toleráveis para a estrutura. Deste modo, num projeto de fundações, é de extrema importância a correta quantificação dos esforços que o solo suporta e os recalques que ele apresentará.

A capacidade de carga de um solo pode ser determinada por três enfoques distintos: capacidade de carga na ruptura (valor de capacidade de carga para qual o terreno se rompe por cisalhamento), capacidade de carga máxima (valor de capacidade de carga para o qual o solo suportará, sem risco de ruptura, um dado carregamento não considerando eventuais recalques que possam ocorrer) e capacidade de carga admissível (levam em consideração os recalques). Os métodos tradicionais de cálculo que se baseiam na capacidade de carga na ruptura, ou seja, a carga para a qual o terreno rompe por cisalhamento.

As tensões de ruptura do solo foram estimadas com base nos parâmetros de resistência encontrados no ensaio de cisalhamento direto e mostrados na Tabela 4.1.

Tabela 4-1 - parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto

$W_{nat}(\%)$	$\gamma_{nat}(\text{kN/m}^3)$	$c'(\text{kPa})$	$\Phi^0$
-	4,48	0	33

### i.1 – Método de Terzaghi (1943)

Com base no comportamento do gráfico tensão vs. recalque e do gráfico exposto na Figura 4.1 admitiu-se uma ruptura do tipo local para o solopesquisado. Para esse tipo de ruptura, Terzaghi (1943), sugere uma redução nos parâmetros ângulo de atrito e coesão do solo. Assim sendo, estima-se a tensão de ruptura da seguinte forma:

$$\sigma_R = c^* \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q$$

Tabela 4-2 – Fatores de correção Terzaghi (1943)

Para, $\Phi' = 33$ $c' = 0$			Para sapata retangulares		
$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$S_c$	$S_\gamma$	$S_q$
22,7	10,9	8,3	1,0	1,0	1,0

Tabela 4-3 - Capacidade de carga determinados pelo método de Terzaghi.

	Sapata		
	12,5	17,5	22,5
B (cm)	12,5	17,5	22,5
$\sigma_R$ (KN/m <sup>2</sup> )	3,052	4,27	5,49
Qult (N)	38,15	74,8	124

### i.2 – Método de Meyerhof (1951)

Admitindo-se que a formulação de Meyerhof (1951) é um aperfeiçoamento da teoria de Terzaghi, nesta pesquisa adotou-se também a redução dos parâmetros de coesão e do ângulo de atrito proposto por Terzaghi (1943).



$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q$$

Tabela 4.4 - Fatores de correção Meyerhof (1951)

<b>Para sapata retangulares</b>								
$d_c$	$d_\gamma$	$d_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$S_c$	$S_\gamma$	$S_q$
<b>1,1</b>	<b>1,1</b>	<b>1,1</b>	<b>22,7</b>	<b>10,9</b>	<b>8,3</b>	<b>1,0</b>	<b>1,0</b>	<b>1,0</b>

Fonte: Meyerhof (1951)

Como o maciço não apresenta coesão, este método se torna igual ao anterior.

Tabela 4.5 – Capacidade de carga determinados pelo método de Meyerhof.

	Sapata		
B (cm)	12,5	17,5	22,5
$\sigma_R$ (KN/m)	3,052	4,27	5,49
Qult (N)	38,15	74,8	124

## ii – Estaca.

Seguindo com o método teórico em estaca, o método utilizado foi o de Terzaghi(1943) para o cálculo da capacidade de carga das estacas. A Tabela 4.6 apresenta os resultados obtidos em cálculo, considerando a Resistência Total ( $R_T$ ) a soma entre Resistência de Ponta ( $R_P$ ) com a Resistência Lateral ( $R_L$ ).

Tabela 4.6 - Capacidade de carga nas estacas obtidos por Terzaghi (1943).

$\gamma$	$\phi$	ks	B	U	L	Al	Ap	Rp	RI	Rt
4,48	33	3	0,0116	0,22	0,22	0,0484	0,0013	14,708	46,468	61,177
4,48	33	3	0,0116	0,22	0,31	0,0682	0,0013	20,614	92,264	112,88
4,48	33	3	0,0116	0,22	0,4	0,088	0,0013	26,519	153,61	180,13

#### 4.1.2 – Métodos experimentais

Normalmente a determinação experimental da capacidade de carga de uma fundação é feita pela interpretação carga vs. recalque obtida em uma prova de carga direta ou ensaio de placa.

Existe uma lista vasta e variada na bibliografia de processos para determinar a carga de ruptura através da interpretação da curva carga vs. recalque. Por este motivo, é indispensável à referência do método utilizado, já que a análise de uma curva carga vs. recalque oferece valores diferentes em cada procedimento.

Segundo Campos (2005), estes métodos extrapolam ou convencionam a carga de ruptura, nos casos que não apresentam ruptura nítida.

Deve-se realizar uma análise criteriosa na escolha do método de extrapolação da curva carga vs. recalque, pois, segundo Zammataro *et al* (2007), a utilização indiscriminada dos métodos pode gerar grandes erros na interpretação dos resultados.

Segundo Niyama *et al* (1996), os métodos podem ser divididos em quatro grupos:

- a) Do recalque limite – nestes métodos, fixa-se a carga de ruptura em função de um valor de recalque máximo. Exemplos: Davisson (1973), NBR 6122/96, Brinch Hansen (1963), Terzaghi (1943) e alguns códigos de obras como de Boston e Nova Iorque.
- b) Da deformabilidade limite – nos quais a carga de ruptura corresponde a um módulo de deformabilidade limite da estaca. Exemplo: Fuller e Hoy (1970).
- c) Da interseção das fases pseudo-elástica e pseudoplástica – os métodos deste grupo definem duas retas na curva carga vs. recalque, cada reta corresponde a uma das fases. A carga de ruptura define-se na interseção das retas. Os métodos deste grupo permitem definir a carga de ruptura pela extrapolação da curva carga vs. recalque, mesmo se a carga de ruptura for maior que a de ensaio, porém dependem da escala do gráfico e da interpretação pessoal. Exemplo: Butler e Hoy (1977) e De Beer (1967).
- d) Da forma matemática – que interpreta a curva carga vs. recalque através de formulação matemática. São os métodos mais utilizados e recomendados, mesmo dependendo da interpretação pessoal. Exemplo: Van der Veen (1953), Chin (1970), Mazurkiewics (1972) e Conceito de Rigidez apresentado por Décourt (1996).

Neste trabalho faz-se a interpretação das curvas carga vs. Recalque através da metodologia proposta pela NBR 6122/2010 e por Van der Veen(1953), considerando serem os mais utilizados no meio geotécnico brasileiro.

#### **i - NBR 6122/1996**

O método da norma baseia-se no recalque limite, previsto para provas de carga carregadas até apresentar um recalque considerável e contínuo, nas quais a curva carga vs recalque não indica a carga de ruptura.

Determina-se a carga limite ou carga de ruptura convencional, calculando o recalque correspondente através da equação:

$$r = \frac{P_r \times L}{A \times D} + \frac{d}{30}$$

Em unidades compatíveis, em que:

r – Recalque de ruptura convencional

Pr – Carga de ruptura convencional

L – Comprimento da estaca

A – Área da seção transversal da estaca

E – Módulo de elasticidade do material da estaca

d – Diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

Com todos os parâmetros em unidades compatíveis, e, a partir de um valor arbitrário de carga (P), calcula-se o recalque correspondente, obtendo um ponto (P; r).

Por este ponto, plota-se a reta que corta o eixo dos recalques em d/30. O ponto de interseção entre essa reta e a curva carga vs recalque corresponde à carga de ruptura convencional, como na Figura 4.1.

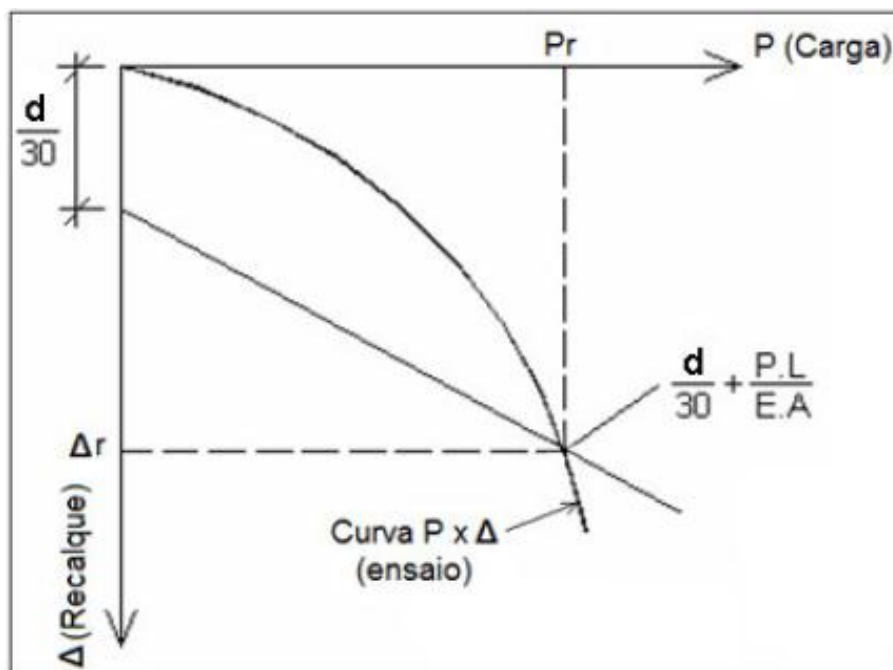


Figure 4.1 - Carga de ruptura convencional (NBR 6122/2010).

De acordo com Campos (2005), o módulo de elasticidade ( $E$ ) para estacas de concreto pode ser calculado pela NBR 6118 "Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento", em função da resistência característica ( $f_{ck}$ ), ou, na falta de informações, adotam-se valores conservadores de 20000 MPa (para estacas escavadas) e 25000 MPa (para estacas pré-moldadas).

Segundo Almeida Neto (2002), o método da NBR 6122/1996 leva em consideração as características da edificação através do seu recalque admissível, além de considerar também as dimensões e a deformação elástica da fundação.

De acordo com as tabelas abaixo, segue a análise por método da NBR 6122/2010.(Tabelas 4.6, 4.7, 4.8).

Tabela 4.6 – valores obtidos pela NBR 6122/2010 para estaca.

$r(m)$	$L(m)$	$A(m^2)$	$E(N/m^3)$	$d(m)$	$Pr(N)$
0,0039	0,22	0,0003	16000000	0,016	62,68
0,0065	0,31	0,0003	16000000	0,016	78,84
0,013	0,4	0,0003	16000000	0,016	127,7

Tabela 4.7 – valores obtidos pela NBR 6122/2010 para Sapata.

r(m)	B(m)	A(m <sup>2</sup> )	E(N/m <sup>3</sup> )	d(m)	Pr(N)
0,0028	0,125	0,0003	16000000	0,016	74,27
0,005	0,175	0,0003	16000000	0,016	104,5
0,007	0,225	0,0003	16000000	0,016	117,7

Tabela 4.8 – valores obtidos pela NBR 6122/2010 para Sapata Estaqueada.

r(m)	L+B(m)	A(m <sup>2</sup> )	E(N/m <sup>3</sup> )	d(m)	Pr(N)	Sapata Estaqueada
0,012	0,345	0,0003	16000000	0,016	136,1	S12,5 + E22
0,021	0,435	0,0003	16000000	0,016	192,7	S12,5 + E31
0,014	0,395	0,0003	16000000	0,016	139,6	S17,5 + E22
0,017	0,395	0,0003	16000000	0,016	170,8	S17,5 + E31
0,03	0,485	0,0003	16000000	0,016	248,9	S17,5 + E40
0,034	0,535	0,0003	16000000	0,016	256,2	S22,5 + E31
0,034	0,525	0,0003	16000000	0,016	261,1	S12,5 + E40

## ii- Van der Veen (1953)

Neste item são apresentadas e analisadas as curvas carga vs. deslocamento obtidas nas provas de carga, bem como as cargas de ruptura e recalques mediante métodos de extrapolação proposto por Vander Veen (1953).

Segundo esta metodologia faz-se a determinação da curva exponencial da Equação de melhor ajuste aos pontos experimentais antes de chegar à ruptura, sendo assim através desses pontos serão determinados onde ocorre a ruptura(Figura 4.2).

$$Q = Q_{ult} [1 - e^{-(\beta + \alpha w)}]$$

Para isto é feita inicialmente a plotagem da curva  $-\ln(1-Q/Q_{ult})$  vs.  $w$ . Figura 4.2 apresenta um exemplo desta função obtida para a estaca com  $L$  igual a 31cm, estaca padrão. O valor de  $Q_{ult}$  é obtido para a condição de melhor ajuste desta curva por uma reta. Assim, arbitram-se valores de  $Q_{ult}$  até que se obtenha o melhor ajuste. Isso pode ser feito mais corretamente através da análise da variação do coeficiente de correlação  $R^2$  da reta com os dados experimentais (Figura 4.3).

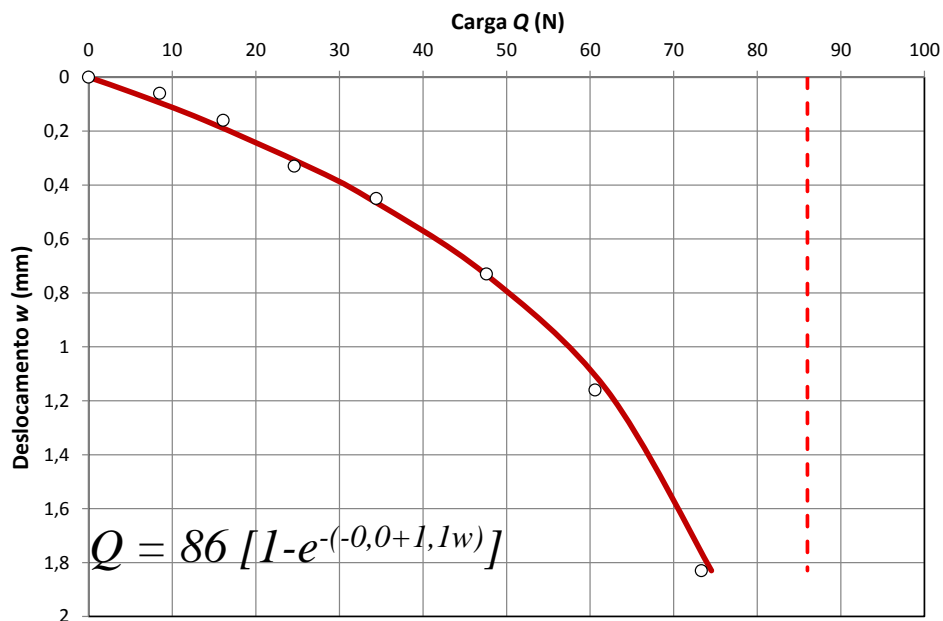


Figure 4.2 – Função exponencial de melhor ajuste aos dados experimentais, exemplo de aplicação para a prova de carga na estaca com  $L$  igual a 31cm, estaca padrão

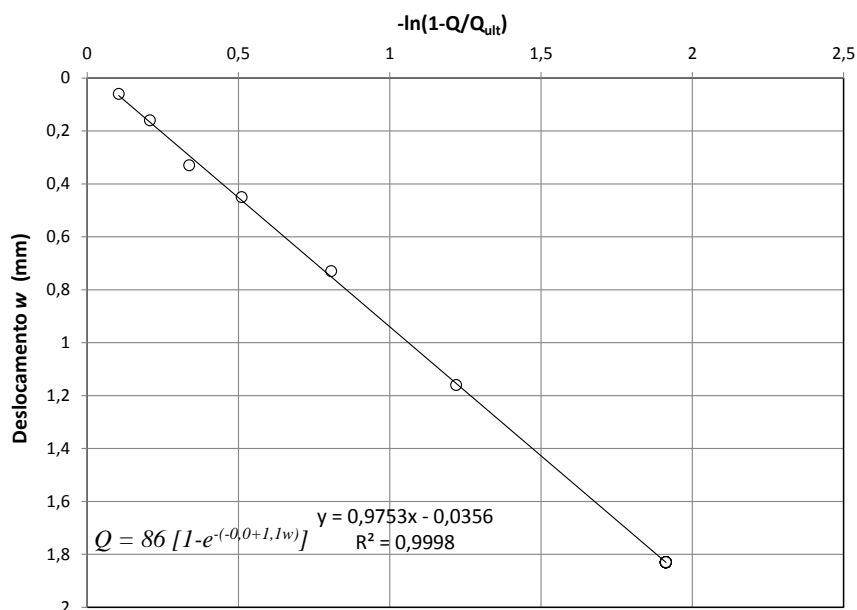


Figure 4.3– Variação de  $-\ln(1-Q/Q_{ult})$  com o recalque  $w$  para a sapata padrão ( $L=31$ cm)

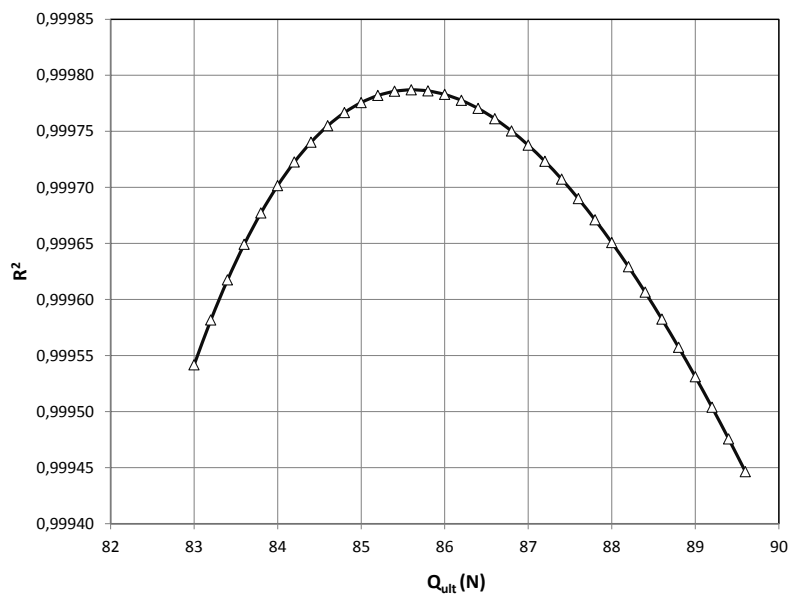


Figure 4.4 – Variação de R<sup>2</sup> com Q<sub>ult</sub> para um ajuste linear da variação experimental de  $-\ln(1-Q/Q_{ult})$  com o recalque  $w$  para a sapata padrão ( $L=31\text{cm}$ )

As figuras representativas desta metodologia aplicada para as outras provas de carga são apresentadas em anexo. A Tabela 4.7 apresenta os valores de Q<sub>ult</sub> obtidos por esta metodologia para todas as provas de carga.

Tabela 4.7 – valores obtidos pelo método de Van der Veen e análise em Laboratório.

Métodos de Interpretação dos ensaios - Valores em N							
	S1	S2	S3	E1	E2	E3	
Van der Veen	79	102	127	75	86	140	
Laboratório	70	80	105	62	77	135	
Métodos de Interpretação dos ensaios - Valores em N							
	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6	SE7
Van der Veen	146	191	167	173	264	243	275
Laboratório	125	180	148	170	250	245	270
S1	Sapata 12,5 cm						
S2	Sapata 17,5 cm						
S3	Sapata 22,5 cm						
E1	Estaca 22 cm						
E2	Estaca 31 cm						
E3	Estaca 40 cm						
SE1	Sapata Estaqueada (S1+E1)						
SE2	Sapata Estaqueada (S1+E2)						
SE3	Sapata Estaqueada (S2+E1)						
SE4	Sapata Estaqueada (S2+E2)						
SE5	Sapata Estaqueada (S2+E3)						
SE6	Sapata Estaqueada (S3+E2)						
SE7	Sapata Estaqueada (S3+E3)						

### 4.1.3 Através dos Modelo Físicos

Para a determinação da carga de ruptura nos modelos físicos em escala reduzida, foi adotado o seguinte procedimento:

#### i – realização do ensaio

A prova de carga é realizada em estágios (Figura 4.5). Cada estágio de carga foi de aproximadamente 20% da carga de ruptura prevista teoricamente. Isso foi realizado com a intenção de adotar as prescrições da norma MB-3472/91. Cada estágio de carregamento foi mantido sob carga constante até a estabilização e por um tempo mínimo igual a 5min. Este tempo foi verificado previamente e garante que a maior parte das deformações ocorreram. Determina-se para cada estágio de carregamento as variações do recalque com o tempo (Figura 4.6); do recalque com a carga(Figura 4.7); e da carga com o tempo(Figura 4.8).Faz-se o registro fotográfico do maciço no final de cada estágio de carregamento. O registro é feito com fotografias digitais de alta resolução. Para facilitar a visualização do maciço foram incluídos pontos de referência na cor branca.

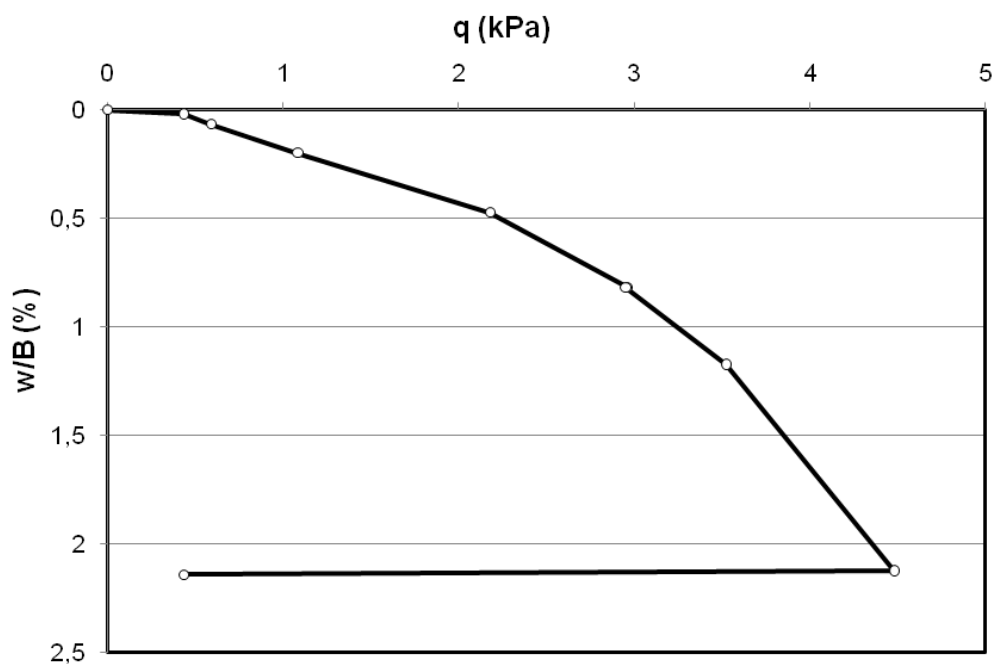


Figura 4.5 – Curva carga recalque da prova de carga na Sapata 22,5 cm.



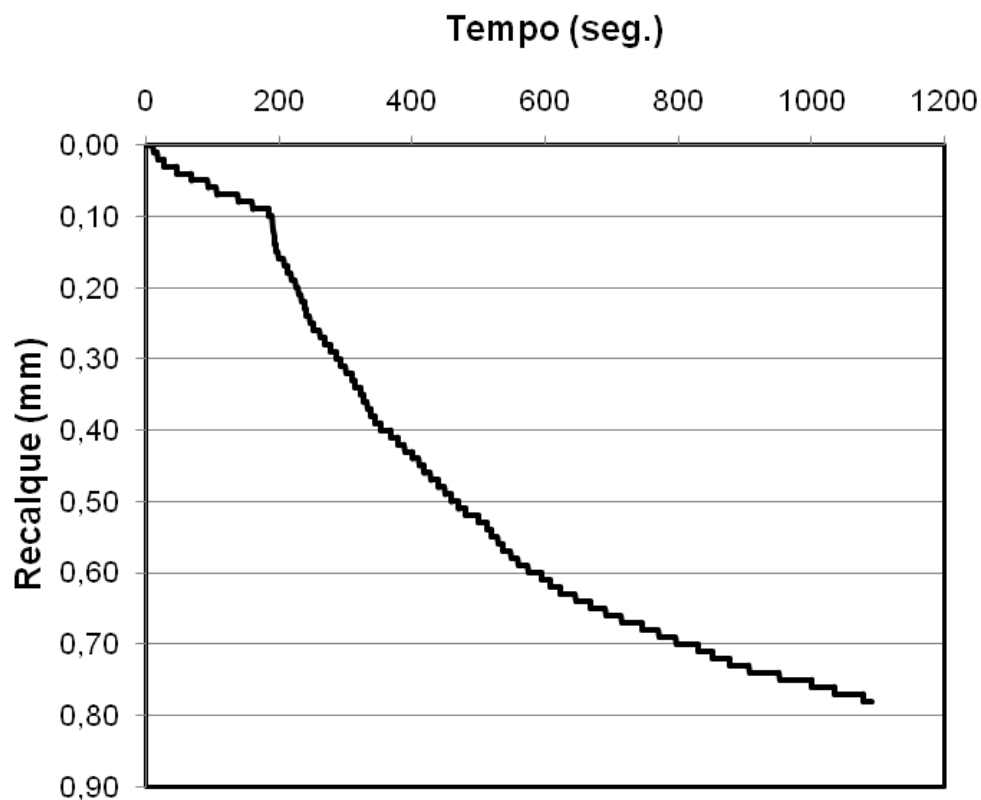


Figura 4.6 – variações do recalque com o tempo para o estágio 6 da prova de carga na Sapata com 22,5 cm.

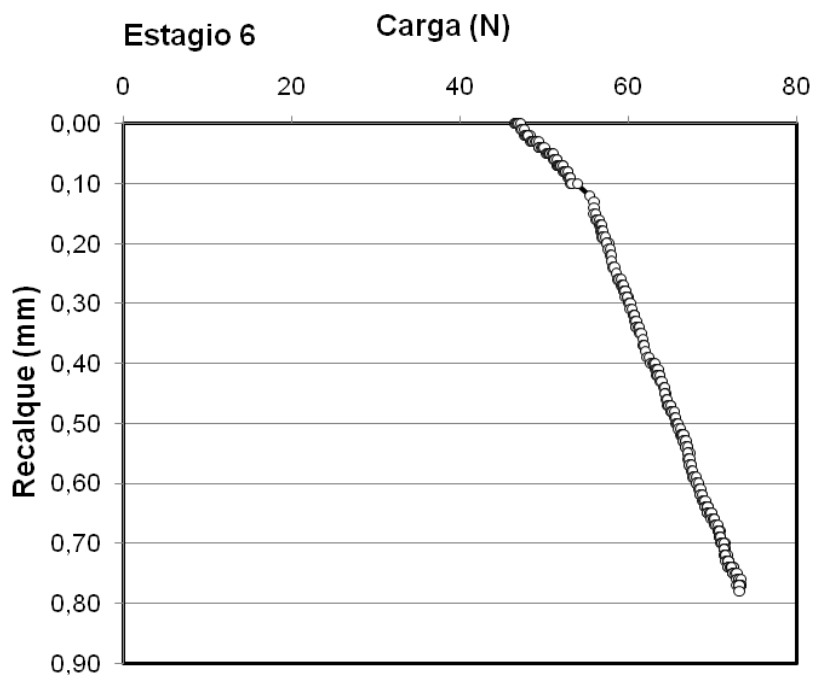


Figura 4.7- variações do recalque com a carga para o estágio 6 da prova de carga na Sapata com 22,5 cm.

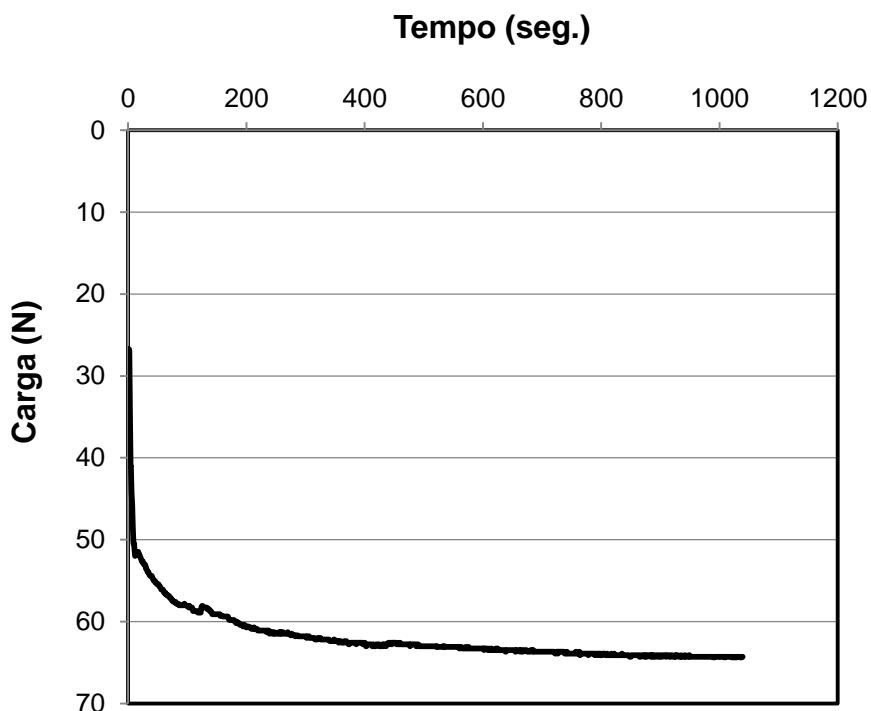
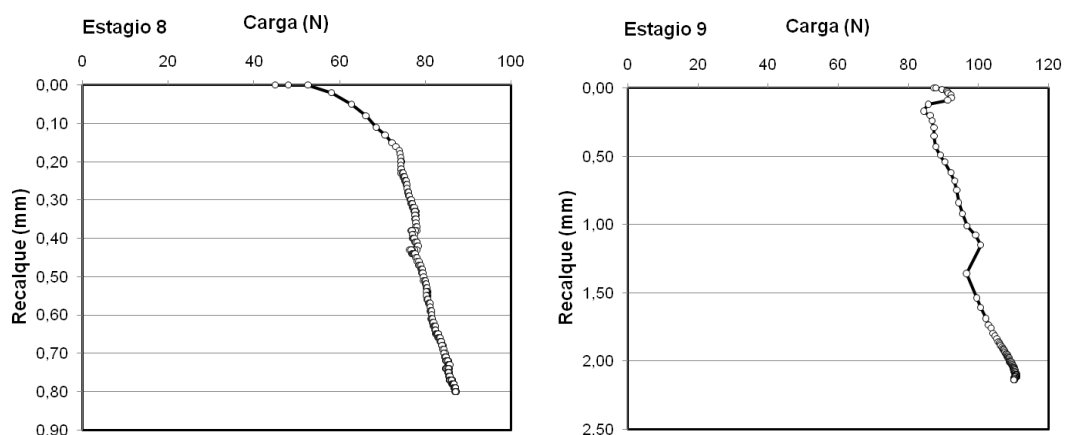


Figura 4.8 - variações carga com o tempo para o estágio 6 da prova de carga 22,5 cm

## ii – Determinação do estágio onde ocorreu a ruptura

Faz-se a determinação de qual estágio de carregamento onde ocorreu a ruptura. A ruptura é caracterizada pela formação da superfície de ruptura no maciço. Isso é notado comparando-se a imagem do final do carregamento anterior com a imagem do final carregamento atual (Figura 4.9).



(a) Estágio anterior (90 N) (b) estágio atua (105 N)

Figura 4.9 – Identificação do estágio de carregamento onde ocorreu a ruptura da prova de carga na Sapata com 22,5 cm.

### iii – Determinação da carga de ruptura

Definido o estágio onde ocorreu a ruptura, observa-se a variação do recalque com a carga no estágio. Caso se note uma perda de carga registrada pelo sistema de aquisição, isso indica o colapso do maciço o que representa o momento da ruptura (Figura 4.10).

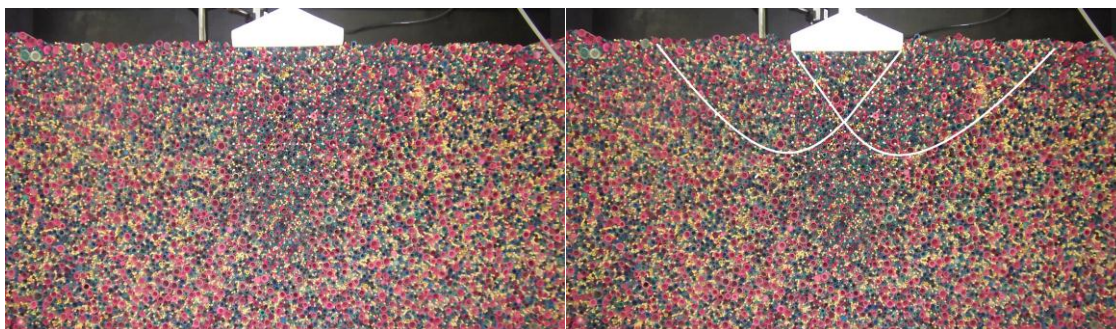


Figura 4.10 - variações do recalque com a carga para o estágio 06 correspondente à ruptura da prova de carga na Sapata 22,5 cm.

Em anexo apresenta-se uma análise detalhada dos procedimentos adotados para determinação de Carga de Ruptura ( $Q_{ult}$ ) através desta metodologia para cada uma das provas de carga nos modelos reduzidos. A Figura 4.11 apresenta os valores de capacidade de carga obtidos pela análise direta das provas de carga nos modelos reduzidos.

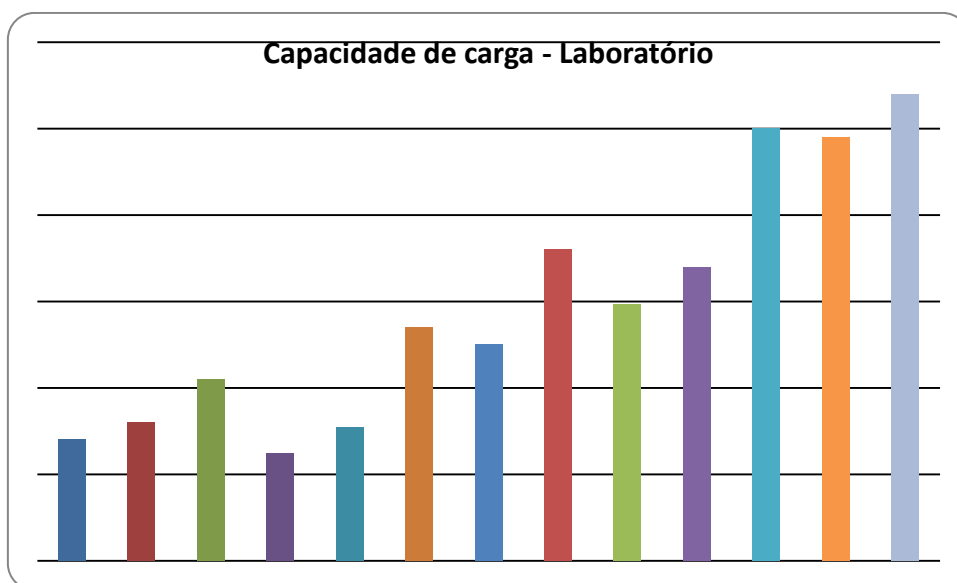


Figura 4.11–Valores de  $Q_{ult}$  obtidos de análise direta das provas de carga nos modelos reduzidos, numeração conforme Tabela 4.7 .

#### 4.1.4 - Comparação de $Q_{ult}$ entre os métodos

Verificando os valores obtidos nos ensaios em laboratório com os valores obtidos pelo método de interpretação de Van der Veen (1953) e métodos teóricos, observa-se que os resultados estão muito próximos tendo uma pequena variação (Figura 4.12).

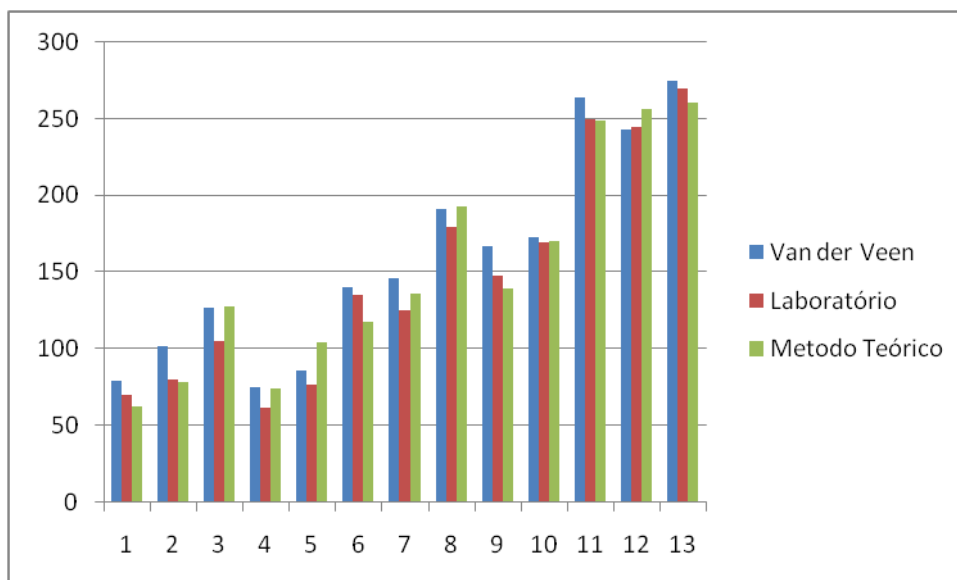


Figura 4.12 – Valores de  $Q_{ult}$  obtidos por extrapolação pelo método de Van der Veen(1953), métodos analíticos em laboratório e métodos teóricos.

Uma outra forma de comparar a representatividade dos resultados é através do fator de escala nas sapatas Estaqueadas conforme a Figura 4.13:

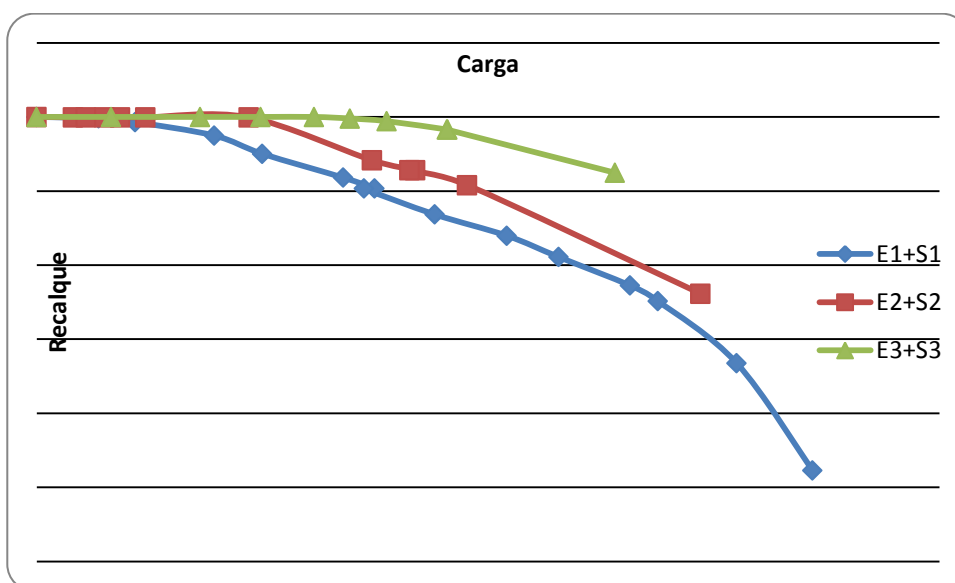


Figura 4.13 – Análise através do fator de escala.

A Figura 4.14 mostra um gráfico entre os métodos adotados, analisando  $q_{ult}/q_o$  vs.  $B/B_o$ , onde é observado que os métodos de análise direta e por extrapolação mostram que para valores inferiores a 1 na  $q_{ult}/q_o$  tendem a uma curva crescente com valores menores do que os estimados e essa diferença de valores é causada pelo uso da extrapolação matemática pelo método de Van der Veen que determina uma carga de ruptura menor a que ocorre.

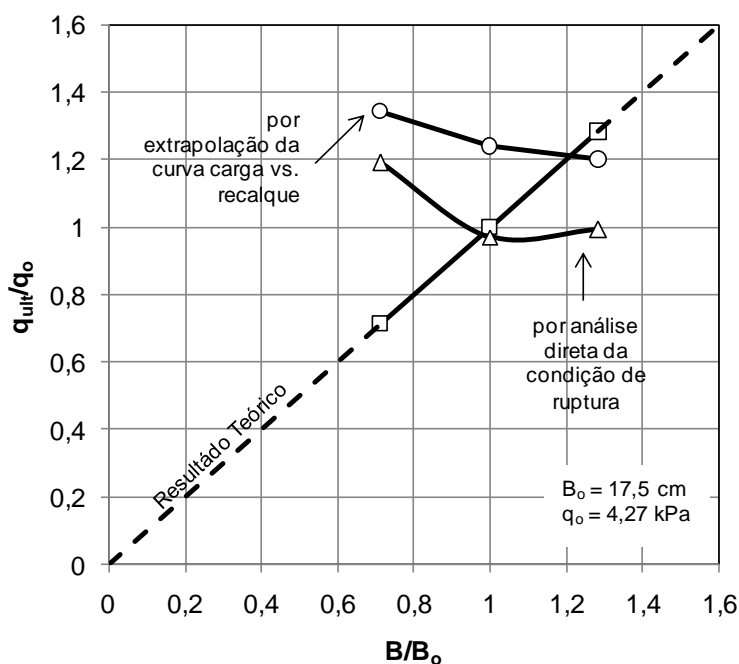


Figura 4.14 – Análise da sapata pela relação  $q_{ult}/q_o$  vs.  $B/B_o$ .

Da mesma forma de como foi analisada a sapata, fez-se também uma análise com as estacas, onde pode-se concluir que é muito semelhante ao da sapata, porém com valores menores próximos a 0,7 de  $L/L_o$  e a diferença existente nesses pontos entre a extrapolação e análise direta está relacionada a célula de carga que de certa forma havia contato com o maciço de fundação conforme a figura 4.15

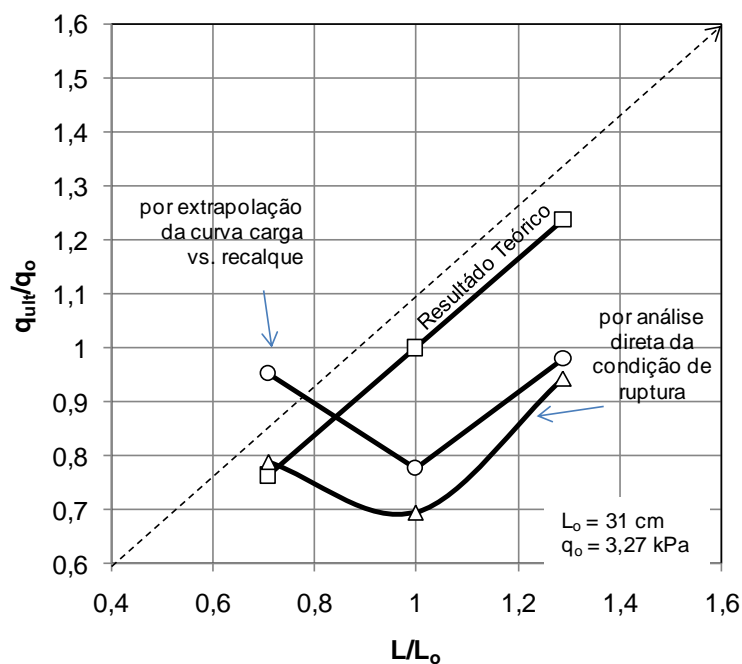


Figura 4.15 – Análise da estaca pela relação  $q_{ult}/q_0$  vs.  $B/B_0$ .

A Figura 4.16 faz uma verificação variando o tamanho das estacas e das sapatas em três diferentes modos. O primeiro varia o tamanho da estaca com o tamanho da sapata fixo pelo padrão, o segundo varia o tamanho da sapata com o tamanho da estaca fixo pelo padrão e o terceiro variando ambos, sapata maior com estaca de maior, sapata média com estaca média e estaca menor com sapata menor.

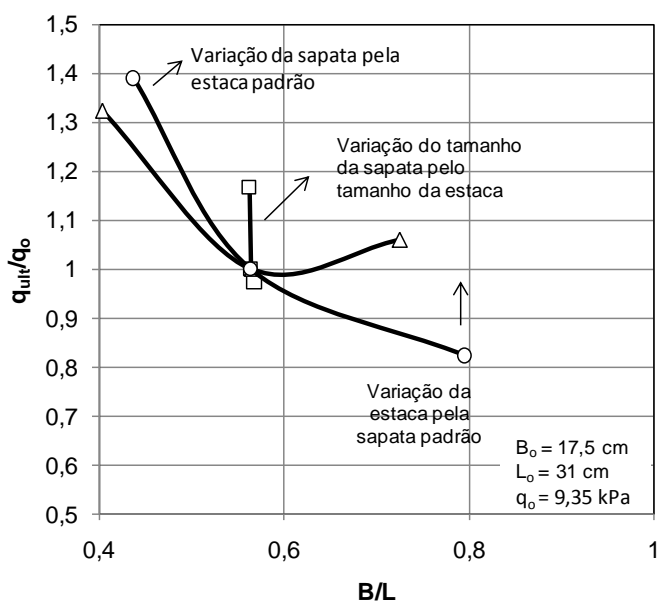


Figura 4.16– Análise das sapatas estaqueadas pela relação  $q_{ult}/q_0$  vs.  $B/L$ .

Verificando as estacas e as sapatas estaqueadas, variando as estacas com sapata padrão e, é observado que a relação  $q_{ult}/q_o$  com a profundidade das estacas tende a aumentar cada vez mais comparada com a estaca somente, conforme Figura 4.17.

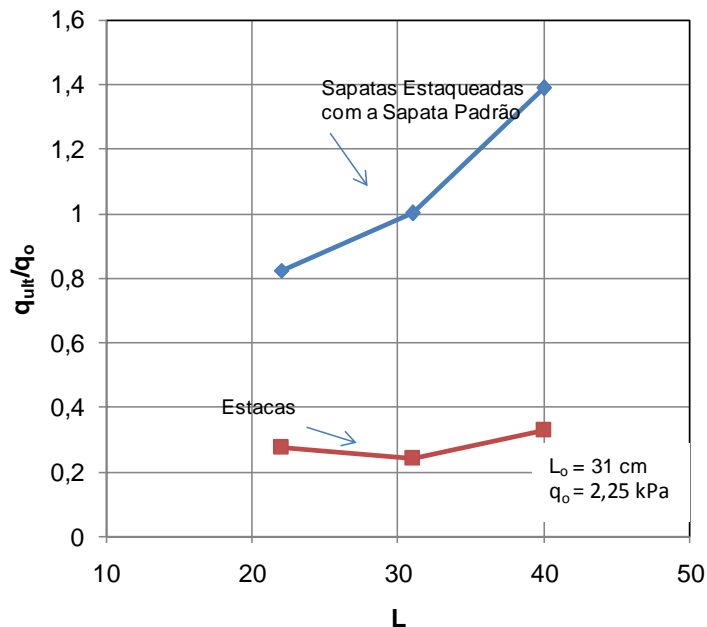


Figure 4-17– Análise da estaca pela relação  $q_{ult}/q_o$  vs.  $L$ .

Já para as sapatas e as sapatas estaqueadas, variando as sapatas com estaca padrão, é observado que a relação  $q_{ult}/q_o$  com a profundidade das estacas tende a diminuir cada vez mais comparada com a estaca somente.

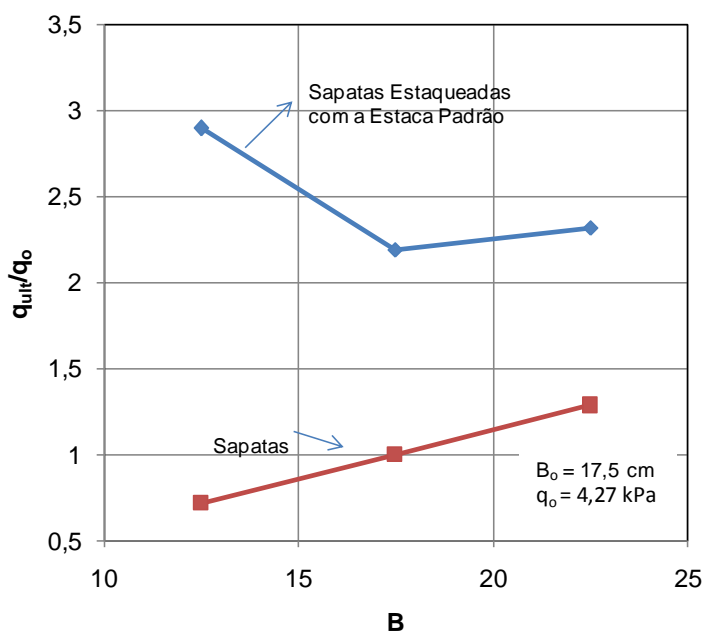


Figure 4-18– Análise da estaca pela relação  $q_{ult}/q_o$  vs. **B**.

#### 4.1.4 - Recalques

Para uma análise dos recalques foi comparado os resultados obtidos através dos ensaios em laboratório com o método da Teoria da Elasticidade. No entanto, alguns valores não foram mais próximos como esperado devido a alguns fatores como as acomodações do maciço de solo e o posicionamento dos equipamentos de instrumentação.

A tabela 4.10 mostra os valores obtidos para os recalques.

Tabela 4.10 – valores dos recalques estimados e de laboratório.

Fundação	Recalque	
	Laboratorio	Estimado
<i>Sapata 12,5 cm</i>	3,00	2,71
<i>Sapata 17,5 cm</i>	2,80	3,20
<i>Sapata 22,5 cm</i>	4,50	4,29
<i>Estaca 22 cm</i>	1,00	2,10
<i>Estaca 31 cm</i>	1,50	2,36
<i>Estaca 40 cm</i>	1,83	2,56
<i>Sapata 12,5 - Estaca 22</i>	1,10	2,59
<i>Sapata 12,5 - Estaca 31</i>	1,77	5,68
<i>Sapata 17,5 - Estaca 22</i>	1,53	3,54
<i>Sapata 17,5 - Estaca 31</i>	1,15	1,62
<i>Sapata 17,5 - Estaca 40</i>	2,22	3,43
<i>Sapata 22,5 - Estaca 31</i>	2,45	5,24
<i>Sapata 22,5 - Estaca 40</i>	2,70	4,14



## Capítulo 5 - Conclusões

---

Neste capítulo, serão apresentadas as principais conclusões obtidas com esta pesquisa.

A presente dissertação apresentou uma investigação sobre o comportamento de modelos de fundações como sapata, estacas e fundações mistas em laboratório.

Os dados apresentados nesse estudo demonstraram que a modelagem tem uma boa representatividade na capacidade de carga e atenuação de deformações.

Os modelos de fundações elaborados para a pesquisa representaram bem como elementos fundações.

Os equipamentos de instrumentação que foram elaborados especialmente para estes ensaios foram calibrados e mostraram-se muito precisos.

As provas de carga com os modelos puderam ser realizadas de maneira satisfatória, conforme o planejado. Porém, o estudo mostra que o maciço de solo apresenta-se como rígido e dificultando a comparação com alguns métodos.

Os ensaios de sapatas e estacas isoladas permitiram a retroanálise dos parâmetros elásticos do solo. Os valores do módulo de Elasticidade não coincidem em função do nível de deformação imposto em cada ensaio. Sendo assim, torna-se importante se ter os ensaios individualizados da sapata e da estaca para uma melhor previsão;

Baseado nos resultados dos estudos experimentais pode-se chegar às seguintes conclusões:

Mostraram-se muito próximos em relação aos valores encontrados pelas estimativas tanto pela capacidade de carga quanto pelo recalque.

Quanto menor o modelo, mais complicado se torna a confiabilidade dos resultados na resposta da capacidade de carga do sistema.

## Capítulo 6 - Referências Bibliográficas

---

AKINMUSURU, J.O. (1973). **The Influence of a Pile Cap on a Bearing Capacity of Piles in Sand**. Dissertação de Mestrado. Univ. of Zaria, Nigéria.

ARAKI, M.S. (1997). **Aspectos Relacionados às Propriedades de Solos Colapsíveis do Distrito Federal**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 121p.

BEZERRA, J. E. (2003). **Estudo do Comportamento de Fundações em Radier Estaqueado: Conceitos e Aplicações**. Tese de Mestrado, Publicação G.DM-104/03. Universidade de Brasília – DF.

BURLAND, J.B. , BROMS, B.B. & DE MELLO, V.F.B. (1977). **Behaviour of foundations and structures**. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 2 : 495-546.

BURLAND, J.B. (1995). **Piles as settlement reducers**. Proc. 19th Italian National Conference on Soil Mechanics, Pavia.

BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. (1971a). **The problem of pile group - pile cap interaction**. Geotechnique, 21(2) : 135-142.

BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. (1971b). **The elastic analysis of compressible piles and pile groups**. Geotechnique, 21(1) : 43-60.

Broms, B.B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 90, nº SM2, March, 1964a, p.27-63.

Broms, B.B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 90, nº SM3, March, 1964b, p.123-156.

CHOW, Y.K. & TEH, C.I. (1991). **Pile-cap pile-group interaction in nonhomogeneous soil**. Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, 117(11), pp.1655-1668.

CLANCY, P. & RANDOLPH, M.F. (1993). **An approximate analysis procedure for piled raft foundations**. Int. Journal for Num. & Anal. Meth. in Geomechanics, 17(12) : 849-869.

Christian, J.T., Ladd, C.C. e Baecher, G.B. (1992). Reliability and probability in stability analysis, Stability and performance of slopes and embankments - II, ASCE, Berkeley, EUA. 120 (12): 1071-1111.

Corté J. F. (1989). **“L’essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique”**. Revue Française de Géotechnique, n.48, p.7-13.

- CUNHA, R.P. & SALES, M.M. (1998). **Field load tests of piled footings founded on a tropical porous clay**. Proc. 3rd Int. Geot. Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, p. 433-438.
- DAVIS, E.H. & POULOS, H.G. (1972). **The analysis of pile-raft systems**. Australian Geomechanics Journal. Vol. G2(1): 21-27.
- DÉCOURT, L., NIYAMA, S., CAMPOS, G.C., TAIOLI, F. & DOURADO, J.C. (1995). **Experimental behavior of a piled footing**. X Cong. Pan-Americano de Mec. Suelos y Ing. Ciment., Guadalajara, México, p. 1083-1094.
- Dell'Avanzi, E. (1995) **Confiabilidade e probabilidade em análises de estabilidade de taludes**. Tese de Mestrado - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC, 135 p.
- DESAI, C.S., KUPPUSAMY, T. & ALAMEDDINE, A.R. (1981). **Pile cap-pile group-soil interaction**. Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, 107(5) : 817-834.
- Dias, C. R. R. **Capacidade de Carga**. 2006. Notas de aula de Fundações
- EL-MOSSALAMY, Y. & FRANKE, E. (1997). **Piled rafts - numerical modelling to simulate the behaviour of piled raft foundations**. The authors, Darmstadt, Germany. 182p.
- FELTEN, D. **Transferência de Carga**. 18 de jul. de 2008. Notas de Aula.
- Fleming, W. G. F., et al. 1985. **Pile Engineering, Blackie and Son, Ltd.**, Glasgo, Scotland.
- FLEMING, W.G., WELMAN, A.J., RANDOLPH, M.F. & ELSON, W.K. (1985). **Piling Engineering**. Surrey University Press.
- Fuglsang, L. D.; Ovesen, N. K. (1988). **"The Application of the Theory of Modelling to Centrifuge Studies"**. Centrifuge in Soil Mechanics, Ed. Balkema, Rotterdam, p. 119-138.
- Garnier J., (2001). **"Physical models in geotechnics: state of the art recent advances"**. 1st Coulomb Lecture, Caquot Conference, Paris, p. 1-59.
- HAIN, S.J. & LEE, I.K. (1978). **The analysis of flexible raft-pile systems**. Geotechnique, 28(1): 65-83.
- HOOPER, J.A. (1979). **Review of behaviour of piled raft foundations**. CIRIA. Report 83.
- HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.R. (1996). **Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay**. Geotechnique, 46(4) : 741-752

HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F. (1997). **Optimum design of piled rafts foundations**. Proc. of the 14<sup>th</sup> Inter. Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng. Hamburg. p. 1073-1076.

KISHIDA, H. & MEYERHOF, G.G. (1965). **Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sand**. Proc. 6<sup>th</sup> ICSMFE, Toronto, 2 : 270-274.

KUWABARA, F. (1989). **An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil**. Soils and Foundations, Vol. 29(1): 82-92.

Kulhawy, F.H. and Phoon, K.-K. (1993). **“Drilled Shaft Side Resistance in Clay Soil to Rock”**, Geotechnical Special Publication No. 38: Design and Performance of Deep Foundations, ASCE, Reston, VA, 172-183.

LIU, J.L., YUAN, Z.L. & ZHANG, K.P. (1985). **Cap-pile-soil interaction of bored pile groups**. Proc. 11<sup>th</sup> ICSMFE, San Francisco, 4 : 1433-1436.

MEYERHOF, G.G. (1959). **Compaction of sands and bearing capacity of piles**. Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, 85(SM6) : 1-29.

Meyerhof, G. G. 1976. **“Scale Effects of Ultimate Pile Capacity”**. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineering, New York, NY, Vol 109, No. 6, p 797-806.

Meyerhof, G.G. 1995. **Behaviour of Pile Foundations under Special Loading Conditions**. 1995 R.M. Hardy Keynote Address. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, pp. 204-222.

MOTA, N.M.B., CUNHA, R.P., PEREIRA, J.H.F. & CORTOPASSI, R.S. (2000). **Avaliação da capacidade de carga de fundações profundas assentes no solo poroso de Brasília-DF via ensaios de cone (CPT)**. SEFE IV - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 320-332.

NAYLOR, D.J. & HOOPER, J.A. (1974). **Na effective stress finite element analysis to predict the short- and long-term behaviour of a piled-raft foundation on London clay**. Proc. Int. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge, p. 394-402.

NBR6122 (1996). Projeto e Execução de Fundações, ABNT, São Paulo.

NBR 12131, ABNT, 1996. Estacas – Provas de carga estática.

O'Neill, M.W. (2001). The 34<sup>th</sup> Terzaghi Lecture: **“Side resistance in piles and drilled shafts.”** Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engrg Vol. 127

OTTAVIANI, M. (1975). **Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups**. Geotechnique, 25(2) : 159-174.

PALOCCI, A. (1998). **Ensaio de Laboratório em Amostras Indeformadas do Campo Experimental da UnB**. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB. Relatório Interno.

PASTORE, E.L. (1996). Comunicação Pessoal.

PEREZ, E.N.P. (1997). **O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília**, Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 155p.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1968). **The settlement of single axially-loaded incompressible piles and piers**. *Geotechnique*, 18(3) : 351-371.

POULOS, H.G. (1968b). **The influence of a rigid pile cap on the settlement behaviour of an axially loaded pile**. *Civil Eng. Trans. Inst. Civil Engrs. Aust.* Vol. C.E. 10 : 206-208.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1980). **Pile Foundations Analysis and Design**. John Wiley and Sons, New York, 397p.

POULOS, H.G. (1989). **Pile behaviour – theory and application**. *Geotechnique*, 39(3): 365-415.

POULOS, H.G. (1993a). **Settlement prediction for bored pile groups**. Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Seminar on Deep Foundations, Ghent. p. 103-117.

POULOS, H.G. (1993b). **Piled rafts in swelling or consolidating soils**. *Journal of Geot. Eng. Div., ASCE*, 119(2) : 374-380.

POULOS, H.G. (1999). Common procedures for foundations settlement analysis – are they adequate? Proc. 8<sup>th</sup> Australia-New zeeland Conf. on Geomechanics, Hobart, Australia, 1: 3-25.

POULOS, H.G (2001). **Piled raft foundations: design and applications**. *Geotechnique*, Vol 51, N<sup>o</sup> 2, 95-113.

POULOS, H.G. (2001b). **Methods of Analysis of Piled Raft Foundations**. ISSMGE Technical Committee TC18 – Report. July 2001.

PHUNG, D.L. (1993). **Footings With Settlement-Reducing Piles in Non-Cohesive Soil**. PhD Thesis, Dep. of Geotechnical Eng. Chalmers Univ. of Technology, Gothenburg, Sweden, 179p.

RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1978). **Analysis of deformation of vertically loaded piles**. *Journal of Geot. Eng. Div., ASCE*, 104(12) : 1465-1488.

RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1979). **An analysis of the vertical deformation of pile groups**. *Geotechnique*, 29(4) : 423-439.

RANDOLPH, M.F. (1994). **Design methods for pile groups and piled rafts**. Proc. 13<sup>th</sup> ICSMFE, New Delhi, 1 : 61-82.

REUL, O. (1998). **Soil-structure-interaction of a piled raft foundation of a 121m high office building in Berlin**. Proc. 12<sup>th</sup> European Young Geot. Eng. Confer., Tallinn, Estonia, p. 1-12.

Rosenblueth, R.Y.(1975) **Point estimates for probability moments**. Proceedings of the National Academy of the United States of America, USA, Mathematics Section, 72 (10): 3812-3814.

SALES, M. M. (2000). **Análise do comportamento de sapatas estaqueadas**. Tese de doutorado, Publicação GTD/002<sup>a</sup>. Universidade de Brasília – DF.

SALES, M.M., CUNHA, R.P. e FARIAS, M.M. 2001. **Método alternativo para a simulação numérica do comportamento de estacas totalmente mobilizadas em fundações mistas**. Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Engenharia, INFOGEO 2001, Curitiba, Setembro, CDRom, 10p. de 2001.

SCHIEL, F. (1970). **Statik der Pfahlwerke**. 2 Anlag, Springer-Verlag, Berlin.

SKEMPTON, A.W. (1953). **Discussion contribution: piles and pile foundations, settlement of pile foundations**. Proc. 3<sup>rd</sup> ICSMFE, Zurich, 3 : 172.

Taylor, R. N. (1995). **“Geotechnical centrifuge technology”**. Routledge, USA, 297p.

TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley and Sons, New York.

TSUHA, C. H. C. **Modelo Teórico para Controle da Capacidade de Carga à Tração de Estacas Metálicas Helicoidais em Solo Arenoso**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007, 245p.

VESÍC, A.S. (1969). **Experiments with instrumented pile groups in sand**. Proc. Conf. on Performance of Deep Foundations, ASTM, Spec. Tech. Publ. no 444, p. 177-222.

YAMASHITA, K., KAKURAI, M. & YAMADA, T. (1994). **Investigation of a piled raft foundation on stiff clay**. Proc. XIII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, vol. 2: 543-546.

Zhang, H. H. & Small, J. C. (2000). **Piled Raft Foundations Subjected to General Loads, John Booker Memorial Symposium, 2000**, Eds. D. W. Smith and J. P. Carter, A. A. Balkema, pp. 431-444.

## ANEXOS

## Anexo A – Estaca 22 cm

Figura A1 – Estagio de cada carregamento na Estaca com 22 cm.

## Anexo B – Estaca 31 cm

Figura A2 – Estagio de cada carregamento na Estaca com 31 cm.



### Anexo C – Estaca 40 cm

Figura A3 – Estagio de cada carregamento na Estaca com 40 cm.

### Anexo D – Sapata 12,5 cm

Figura A4 – Estagio de cada carregamento na Sapata com 12,5 cm.

### Anexo E – Sapata 17,5 cm

Figura A5 – Estagio de cada carregamento na Sapata com 17,5 cm.

Anexo F – Estaca 22,5 cm

Figura A6 – Estagio de cada carregamento na Sapata com 22,5 cm.

## Anexo H – Sapata 12,5 - Estaca 31 cm

Figura A7 – Estagio de cada carregamento na Sapata Estaqueada (Sapata 12,5 - Estaca com 31 cm).

## Anexo I – Sapata 22,5

Figura A8 – Estagio de cada carregamento na Sapata 22,5 cm.

## Anexo J – Sapata 17,5 - Estaca 40 cm

Figura A9 – Estagio de cada carregamento na Sapata Estaqueada (Sapata 17,5 cm - Estaca 40 cm)

### Anexo K – Sapata 17,5 - Estaca 31 cm

Figura A10 – Estagio de cada carregamento na Sapata Estaqueada (Sapata 17,5 cm - Estaca 31 cm).

### Anexo L – Sapata 17,5 - Estaca 22 cm

Figura A11 – Estagio de cada carregamento na Sapata Estaqueada (Sapata 17,5 cm - Estaca 22 cm)

### Anexo M – Sapata 22,5 - Estaca 31 cm

Figura A12 – Estagio de cada carregamento na Sapata Estaqueada (Sapata 22,5 cm  
- Estaca 31 cm)