

MARCELO PIRANI GHILARDI

**COMPARAÇÃO ENTRE DESEMPENHOS DE ESTACAS METÁLICAS
TUBADAS DE PONTA ABERTA E FECHADA NA BAIXADA SANTISTA**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
grau de Mestre em Engenharia

**São Paulo
2005**

MARCELO PIRANI GHILARDI

**COMPARAÇÃO ENTRE DESEMPENHOS DE ESTACAS METÁLICAS
TUBADAS DE PONTA ABERTA E FECHADA NA BAIXADA SANTISTA**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
grau de Mestre em Engenharia

Área de concentração:
Engenharia de Solos

Orientador:
Prof. Dr. Façal Massad

**São Paulo
2005**

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, João e Marcia, por terem sido sempre o início e a referência.

Aos meus irmãos, Renato, Natalia e Augusto.

Ao professor Faíçal Massad, pelo apoio e incentivo.

À professora Maria Eugênia Boscov, por acreditar no meu potencial.

A Alfredo Zillmann, por ter compartilhado o tema de pesquisa.

Aos funcionários do Departamento de Solos, Antonio, Joaquim e Marly, por mostrarem camaradagem e respeito a todos os alunos.

SUMÁRIO

Lista de tabelas	
Lista de figuras	
Lista de símbolos	
Resumo	
Abstract	
1- Introdução	01
1.1 - Preâmbulo	01
1.2 - Objetivos e Justificativa	01
1.3 - Metodologia	03
2- Revisão Bibliográfica	05
2.1- Modelo Matemático Baseado nas Leis de Cambefort	
Modificadas	05
2.1.1- Hipóteses básicas e equações.....	05
2.1.2- Cargas Residuais.....	08
2.1.3- Fator μ e as Leis de Cambefort Modificadas.....	11
2.1.4- Curvas carga-recalque teóricas.....	12
2.1.5- Relação exponencial aproximada para o trecho 3-4.....	17
2.1.6- Roteiro de cálculo para a interpretação de provas de carga	18
2.1.7- Método das duas retas.....	21
2.1.8- Construção gráfica para a determinação de Al_r e de P_h	23
2.1.9- Estaca embutida em camada mais resistente.....	24
2.2 - O fenômeno do embuchamento	26
2.2.1- Formação da bucha.....	26
2.2.2- Opiniões a respeito do comportamento da bucha no	
interior da estaca.....	27
2.2.2.1- As pesquisas conduzidas por O' Neill e Raines.....	27
2.2.2.2- As pesquisas conduzidas por Kishida e Isemoto.....	31
2.2.2.3- As pesquisas conduzidas por Brucy e Meunier.....	33
2.2.2.4- A pesquisa conduzida por Niyama.....	33
2.2.2.4.1- Opiniões do autor.....	34
2.2.2.4.2- Os ensaios realizados pelo autor.....	35
2.2.2.4.3- Conclusões.....	37

2.2.2.5- Os estudos conduzidos por Sovinc.....	37
2.3- Equilíbrio de forças durante o processo de cravação.....	44
2.4- Conclusões gerais da revisão bibliográfica.....	46
3- Avaliação do desempenho de algumas estacas tubadas na Baixada	
Santista.....	48
3.1- Descrição e caracterização do solo das regiões a serem	
 estudadas.....	48
3.1.1- Características gerais dos sedimentos da Baixada	
Santista e sua distribuição.....	48
3.1.2- Alamoia.....	50
3.1.3- Área da COSIPA (Piaçaguera).....	51
3.1.4- A influência da história geológica da região.....	51
3.2- Comparação entre as regiões estudadas e dados das provas	
 de carga.....	52
3.3- Análise das provas de carga.....	53
3.3.1- Características importantes.....	53
3.3.1.1- Cosipa.....	54
3.3.1.2- Alamoia.....	55
3.3.2- Dados de interesse.....	55
3.3.3- Roteiro para a obtenção dos dados.....	57
3.3.4- Procedimentos adotados nas análises realizadas.....	58
3.3.5- Resultados.....	59
3.3.6- Análise dos resultados obtidos.....	62
3.3.6.1- Verificação da consistência dos resultados.....	62
3.3.6.2- Valores de μ	65
3.3.6.3- Formato das curvas $P_0 \times y_0$	66
3.3.7- Conclusões.....	66
4- Conclusões e sugestões.....	68
4.1- Conclusões gerais.....	68
4.2- Sugestões para futuras pesquisas.....	69

Referências Bibliográficas.....	71
ANEXO I: Informações detalhadas sobre as provas de carga realizadas.	75
ANEXO II: Memória de cálculo das análises das estacas.....	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.2-1 – Comparação entre dados disponíveis das regiões das provas de carga a serem estudadas.....	52
Tabela 3.3-1 – Roteiro para obtenção dos dados.....	58
Tabela 3.3-2 - Dados geométricos para as provas de carga estudadas.....	60
Tabela 3.3-3 - Dados obtidos após análise.....	60
Tabela 3.3-4 - Dados obtidos após análise (continuação).....	61
Tabela 3.3-5 - Dados obtidos após análise (continuação).....	62
Tabela 3.3-6 - Valores do coeficiente K em função do tipo de solo.....	64

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1-1 – Leis de Cambefort.....	06
Figura 2.1-2 – Forças atuando em um elemento de estaca.....	06
Figura 2.1-3 – curva carga-recalque teórica no topo.....	08
Figura 2.1-4 – Prova de carga instrumentada – estaca barrete (BAR 1) Campo Experimental da USP.....	09
Figura 2.1-5 – Estacas escavadas: cargas residuais (P_h) e relações de Cambefort modificadas.....	10
Figura 2.1-6 – Estacas cravadas: cargas residuais (P_h) e relações de Cambefort modificadas.....	11
Figura 2.1-7 – Construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura (Al_r) e da carga residual na ponta (P_h).....	23
Figura 2.1-8 – Relações de Cambefort modificadas para solo heterogêneo.....	25
Figura 2.1-9 – Curva teórica carga recalque – ponto M.....	25
Figura 2.2-1 – Processo de formação da bucha segundo Paikowsky e Whitman (1990)	27
Figura 2.2-2 – Esquema das pontas de estaca (O’Neill e Raines – 1991).....	28
Figura 2.2-3 – Relações q-w normalizadas (O’Neill e Raines – 1991).....	29
Figura 2.2-4 – Movimento da bucha versus movimento da estaca; Teste de compressão em estaca de ponta aberta (P) (O’Neill e Raines – 1991)	30
Figura 2.2-5 – Tensão vertical no solo da bucha versus profundidade (O’Neill e Raines – 1991).....	31
Figura 2.2-6 – Aparato experimental (Kishida – 1977).....	32
Figura 2.2-7 – Disposição e condição de ensaio nas provas de carga para estacas de aço (Niyama –1992).....	36
Figura 2.2-8 – Geometria das estacas teste e alturas das buchas nos interiores das estacas II, III, IV e V durante a cravação.....	37
Figura 2.2-9 – Esquema das estacas teste e número de golpes acumulados versus profundidade.....	38
Figura 2.2-10 – Curva tensão-deslocamento para a estaca II.....	40
Figura 2.2-11 - Curva tensão-deslocamento para a estaca III.....	41
Figura 2.2-12 - Curva tensão-deslocamento para a estaca IV.....	42
Figura 2.2-13 - Curva tensão-deslocamento para a estaca VI.....	43

Figura 2.2-14 – Curva de distribuição de carregamento medida para a estaca VI (número 8 após 27 horas).....	43
Figura 2.3-1 – Estaca cravada até o limite de avanço sem limpeza da bucha.....	45
Figura 2.3-2 – Estaca limpa em seu interior (sem bucha).....	45
Figura 2.3-3 – Recravação da estaca até o limite de avanço.....	46
Figura 3.3-1 – Comparação entre R_p obtido e calculado pelo método de Décourt Quaresma, modificado por Décourt (1996).....	65
Figura AI – 1 - Prova de carga Cosipa 3 (extraída de Rottmann (1985)).....	76
Figura AI – 2 - Cosipa 3 - características (extraída de Rottmann (1985)).....	76
Figura AI – 3 - Cosipa 3 – sondagem mais próxima (extraída de Rottmann (1985))	77
Figura AI – 4 - Prova de carga Cosipa 4 (extraída de Rottmann (1985)).....	78
Figura AI – 5 - Cosipa 4 – características (extraída de Rottmann (1985)).....	78
Figura AI – 6 - Cosipa 4 – sondagem mais próxima (extraída de Rottmann (1985))	79
Figura AI – 7 - Prova de carga Cosipa 6 (extraída de Rottmann (1985)).....	80
Figura AI – 8 - Cosipa 6 - características (extraída de Rottmann (1985)).....	80
Figura AI – 9 - Cosipa 6 – sondagem mais próxima (extraída de Rottmann (1985))	81
Figura AI – 10 - Prova de carga Cosipa 7 (extraída de Rottmann (1985)).....	82
Figura AI – 11 - Cosipa 7 – características (extraída de Rottmann (1985)).....	82
Figura AI – 12 - Cosipa 7 – sondagem mais próxima (extraída de Rottmann (1985))	83
Figura AI – 13 - Prova de carga Cosipa 8 (extraída de Rottmann (1985)).....	84
Figura AI – 14 - Cosipa 8 - características (extraída de Rottmann (1985)).....	84
Figura AI – 15 - Cosipa 8 – sondagem mais próxima (extraída de Rottmann (1985))	85
Figura AI – 16 - Prova de carga Cosipa 9 (extraída de Rottmann (1985)).....	86
Figura AI – 17 - Cosipa 9 - características (extraída de Rottmann (1985)).....	86
Figura AI – 18 - Cosipa 9 – sondagem mais próxima (extraída de Rottmann (1985))	87
Figura AI – 19 - Prova de carga Cosipa 10 (extraída de Rottmann (1985)).....	88
Figura AI – 20 - Cosipa 10 - características (extraída de Rottmann (1985)).....	88
Figura AI – 21 - Cosipa 10 – sondagem mais próxima (extraída de Rottmann (1985))	89
Figura AI – 22 - Sondagens realizadas na área de Alamoia (extraída de Danziger (1980))	90
Figura AI – 23 - Prova de carga Alamoia 61 (extraída de Danziger (1980)).....	91
Figura AI – 24 - Prova de carga Alamoia 164 (extraída de Danziger (1980)).....	92

LISTA DE SÍMBOLOS

Al_r :	Atrito lateral na ruptura ao longo de toda a estaca
Al_{r1} :	Atrito lateral na ruptura, correspondente ao trecho de estaca cravado na camada superior, menos resistente
Al_{r2} :	Atrito lateral na ruptura, correspondente ao trecho de estaca embutido na camada de solo inferior, mais resistente
B :	Parâmetro de Cambefort (Figura 2.1-1a)
D :	Diâmetro da estaca
d_2 :	Coefficiente angular da reta aproximada para o trecho 4-5 da curva carga-recalque no topo
E :	Módulo de elasticidade
f :	Atrito lateral unitário
$f_{máx}$ ou f_u :	Atrito lateral unitário máximo
$f_{máx}^{(1)}$:	Atrito lateral unitário máximo no trecho de estaca cravado na camada superior
$f_{máx}^{(2)}$:	Atrito lateral unitário máximo no trecho de estaca embutido na camada inferior, mais resistente
f_{res} :	Atrito lateral unitário residual
h :	Comprimento cravado
h_1 :	Comprimento cravado na camada superior
k :	Coefficiente de rigidez relativa solo-estaca
K_r :	Rigidez da estaca como peça estrutural
m :	Coefficiente adimensional que mede a relação entre a reação de ponta e Al_r
P_h :	Carga residual na ponta
P_o :	Carga aplicada no topo da estaca
$P_o^{máx}$:	Carga máxima aplicada no topo da estaca
P_r :	Carga de ruptura da estaca obtida por métodos de extrapolação
$Q_{máx}$:	Carga máxima, caso não tenha ocorrido ruptura
Q_{pr} :	Carga de ruptura na ponta
Q_{rupt} :	Carga de ruptura da estaca
R :	Parâmetro de Cambefort (Figuras 2.1-1b)
R_p :	Resistência de ponta da estaca
S_p ou A_p :	Área da ponta, sendo, no caso de estaca embuchada, a área da seção geométrica da

ponta e, no caso de estaca não embuchada, a área de aço

y_0 : Recalque medido no topo da estaca

$y_0^{máx}$: Deslocamento máximo no topo

y_{04} : Deslocamento no topo relativo ao ponto 4, na curva carga-recalque no topo

y_1 : Deslocamento necessário para se atingir o esgotamento do atrito lateral da estaca

y_2 : Deslocamento necessário para se atingir a resistência de ponta da estaca

μ : Fator de majoração do atrito lateral.

μ_1 : Fator de majoração do atrito lateral, correspondente ao trecho de estaca cravado na camada superior, menos resistente.

μ_2 : Fator de majoração do atrito lateral, correspondente ao trecho de estaca embutido na camada de solo inferior, mais resistente

RESUMO

A pesquisa trata do fenômeno do embuchamento em estacas metálicas tubadas cravadas com ponta aberta. O fenômeno em questão ocorre quando, ao se cravar uma estaca com ponta aberta, o solo que se acumula em seu interior forma um “plug”, ou bucha, que altera seu comportamento, tornando-o semelhante ao de uma estaca de ponta fechada sob carregamento estático e, por vezes, até sob carregamento dinâmico.

Muitas estacas escavadas, executadas com a presença de lâmina d'água, de rio, de lagoa ou de região portuária, têm como única alternativa de execução, ou alternativa mais viável economicamente, a utilização de camisas metálicas cravadas, de grande diâmetro, para que se atinja a cota de projeto. Se o fenômeno do embuchamento fosse aproveitado, nesse caso específico, a estaca agiria de maneira semelhante a uma cravada de ponta e não a uma escavada, e os coeficientes de segurança utilizados em seu dimensionamento mereceriam uma melhor avaliação.

O fenômeno do embuchamento foi apresentado e caracterizado através das referências bibliográficas. Para se avaliar e compreender melhor o fenômeno, utilizou-se modelo matemático baseado nas Leis ou Relações de Cambefort, modificadas por Massad, que, através da curva carga-recalque no topo, permitiram obter o fator de majoração do atrito lateral (μ), que quantifica as cargas residuais presas na ponta em uma estaca.

Através do fator μ , obtido em provas de carga encontradas na bibliografia, e da avaliação do formato da curva carga recalque no topo, que pode denunciar, qualitativamente, as fases de mobilização do atrito lateral e da carga de ponta, foi possível comparar o comportamento de estacas tubadas cravadas de ponta aberta, embuchadas e de ponta fechada.

A determinação do atrito lateral unitário máximo ($f_{m\acute{a}x}$), para os solos atravessados por estas mesmas estacas, e sua posterior comparação com os valores disponíveis na bibliografia de referência, revelou a consistência dos resultados obtidos e que a aplicação dos procedimentos adotados nesta pesquisa requerem que as provas de carga estáticas sejam levadas até a ruptura ou a grandes deformações.

ABSTRACT

This MSc thesis dealt with the plug phenomenon in open-ended-toes steel pipe piles. This phenomenon occurs when, in the driving process of an open-ended toe pile, the soil that gets into its base alters its behavior, making it similar to one of a close-ended toe under static load and, sometimes, even under dynamic load.

Many bored piles, installed with the presence of a water level, on a river, lake or a harbor area, have as the most feasible alternative the use of steel pipes, of large diameter, to achieve the project level. If the plug phenomenon was used, in this specific case, the pile would act in a similar manner of a driven pile and not of a bored pile, and the safety factors used on its calculation would deserve a better evaluation.

The plug phenomenon was presented and characterized through the bibliographic references. To evaluate and better comprehend the phenomenon, a mathematical model based on the Cambeftort's Laws, modified by Massad, were used. This model was applied to the load-settlement curve at the top of the pile and allowed to obtain the magnifier factor (μ), that considers residual loads as friction loads.

Using the μ factor, obtained in load tests gathered from the literature, and evaluating the shape of the load settlement curve at the pile head, that can denounce, qualitatively, the mobilization phases of the shaft load and the base load, it was possible to establish a relationship between the behavior of driven steel pipe piles, with plugged open-ended toes, and with close-ended toes.

The determination of the ultimate unit shaft friction (f_u), for the same piles, and its comparison with the existing data on literature, revealed that the values originated from the research were reliable and the procedures adopted in the research required the carrying of the static loads up to the ultimate load or, at least, to a great deformation.

1 – Introdução

1.1 - Preâmbulo

Há casos de obras de fundações, com a presença de lâmina d'água, em que a solução mais viável técnica e economicamente é a que envolve estacas escavadas de grande diâmetro, com camisas metálicas cravadas.

O processo de execução consiste, basicamente, em, através de um guindaste embarcado em uma balsa e com a utilização de martelos de cravação, ultrapassar a lâmina d'água do rio, ou mesmo do mar em casos de obras “off-shore”, com a camisa metálica e cravá-la no solo do leito até se atingir a cota final de assentamento, criando assim uma barreira física entre a estaca propriamente dita e a água, já que a camisa se estende da cota de assentamento até a superfície. Assim, é possível a entrada de equipamentos de perfuração em solo ou rocha pelo interior da camisa e, ao final da escavação, realizar uma concretagem da estaca em sua totalidade, em um intervalo de tempo relativamente curto.

Durante a cravação da camisa metálica, seu interior tem que ser, por vezes, limpo com equipamentos do tipo clam shell, mais conhecidos como “hammer grabs”, para que os trabalhos prossigam, já que é praticamente impossível se cravar uma camisa até sua cota final, ininterruptamente. Esse fato já evidencia o fenômeno de embuchamento da camisa: a notória diferença na velocidade de cravação, após a limpeza de seu interior, mostra o quão significativo é o seu efeito, pelo menos no que tange à distribuição de reações de ponta e de atrito lateral sob a ação de esforços dinâmicos.

Também em casos de terrenos com espessas camadas de argilas moles, costuma-se empregar estacas tubadas, de ponta aberta, durante a cravação, para assim se conseguir um maior avanço sem o comprometimento da integridade da estaca. Estas estacas podem ter seus interiores preenchidos com concreto e aço, ou mantidas sem preenchimento algum. Como exemplo, citam-se as estacas das regiões de Alamoia e Cosipa, na Baixada Santista, que foram objeto desta pesquisa.

1.2 – Objetivos e justificativa

O objetivo da pesquisa foi avaliar o efeito do embuchamento em estacas tubadas com ponta aberta que, hipoteticamente, não teriam sua bucha retirada ao término do processo de cravação, ou seja, ao invés de se limpar o interior da camisa até a cota final de assentamento da estaca, a bucha seria mantida, fato este que ocorre comumente em obras “off-shore”. Em obras de terra e de pontes com a presença de lâmina d’água, o processo de cravação terminaria antes de se limpar a última bucha formada, ou seja, após a limpeza de um determinado número de buchas formadas durante o processo de cravação, a última seria mantida e admitida como final. A estaca seria então concretada em sua totalidade partindo do topo da bucha, que seria “aprisionada”, até seu topo. Admite-se que a parcela de bucha que contribui para a resistência da estaca se manifesta em um comprimento de dois a três diâmetros da camisa, como já atestado por vários pesquisadores, como O’Neill e Raines (1992), citados posteriormente nas referências bibliográficas.

Como não se dispunha de provas de carga executadas em estacas com bucha “aprisionada”, o efeito foi avaliado através da comparação de provas de carga estáticas realizadas em estacas tubadas cravadas de ponta aberta e fechada existentes na bibliografia, mais especificamente as apresentadas por Rottmann (1985), na área da Cosipa, de ponta aberta, e por Danziger (1980), na área do cais de Alamoia, de ponta fechada, ambas na Baixada Santista. Através da avaliação da curva carga-recalque no topo dessas estacas, chega-se ao fator μ , que denunciará o comportamento das estacas (se a reação de ponta é significativa ou não). Além do fator μ , o próprio formato da curva carga recalque no topo, durante o carregamento, já mostra o quanto o atrito lateral e a carga de ponta contribuem para a resistência da estaca, dando uma indicação qualitativa de que o fenômeno do embuchamento ocorre ou não.

Se o fenômeno de embuchamento realmente alterar o comportamento de uma estaca cravada de ponta aberta, que teria seu interior escavado até o nível da bucha, para um outro similar ao de uma estaca cravada comum de ponta fechada, uma nova discussão quanto aos fatores de segurança empregados em seu dimensionamento seria digna de consideração.

Os objetivos básicos da pesquisa foram:

- Rever os métodos de análise das curvas carga-recalque no topo de estacas, desenvolvidas com base nas Leis ou Relações de Cambeffort;
- Colher opiniões e rever estudos relativos à formação da bucha e seu comportamento existentes na bibliografia;

- Aplicação das Leis ou Relações Modificadas de Cambefort a curvas carga-recalque no topo de estacas tubadas cravadas, existentes na bibliografia, com a obtenção:
 - do fator μ para essas curvas; e
 - de indícios do embuchamento das estacas estudadas, através do formato da curva carga recalque no topo.

A principal pergunta a ser respondida foi: uma estaca metálica tubada, cravada, com a ponta aberta, quando embuchada, pode apresentar comportamento semelhante ao de uma estaca metálica tubada, de ponta fechada, cravada em um mesmo perfil de subsolo?

1.3 – Metodologia

O desenvolvimento da dissertação, ora apresentada, envolveu três etapas, que se passa a descrever.

- a) Revisão bibliográfica, em que as consultas foram feitas com dois propósitos: o primeiro diz respeito ao fenômeno do embuchamento em si, como ocorre e quais são as opiniões e principais pesquisas sobre o assunto já realizadas; o segundo refere-se a aplicação de modelo matemático baseado nas Leis ou Relações de Cambefort, com os quais se pretendia, através da curva carga-recalque no topo, obter indícios de semelhanças entre os comportamentos das estacas a serem analisadas. Atingidos os dois principais propósitos, a bibliografia foi consultada para caracterizar as regiões onde as estacas foram cravadas, mais especificamente Alamoá e Cosipa (Piaçaguera), na Baixada Santista, bem como obter os principais parâmetros de interesse do solo destas regiões, a serem comparados com os obtidos após a análise das provas de carga.
- b) Aplicação de modelo matemático baseado nas Leis Modificadas de Cambefort a casos existentes na bibliografia: as provas de carga em estacas, submetidas a carregamentos estáticos, apresentadas por Rottmann (1985) e Danziger (1980), foram então analisadas com o intuito de estabelecer relações entre seus comportamentos.

- c) Análise dos resultados: comparação dos resultados obtidos após a análise com os existentes na bibliografia, e conclusões finais.

A dissertação foi então dividida em quatro capítulos:

Primeiro capítulo: Introdução

Neste capítulo são apresentados os fatores e situações de obras que levaram ao interesse pelo tema. Além disso, os objetivos são expostos e a maneira como a pesquisa foi conduzida é caracterizada.

Segundo capítulo: Revisão Bibliográfica

A bibliografia consultada e utilizada para o desenvolvimento dos trabalhos é apresentada. São tratados o fenômeno do embuchamento e o modelo matemático baseado nas Leis Modificadas de Cambefort, que foi utilizado na pesquisa.

Terceiro capítulo: Avaliação do desempenho de algumas estacas tubadas na Baixada Santista

É feita uma caracterização das regiões onde as estacas estudadas foram cravadas, bem como das próprias estacas. As análises foram realizadas com a utilização de modelo matemático baseado nas Leis Modificadas de Cambefort, e os resultados são avaliados e comparados com os dados existentes na bibliografia.

Quarto capítulo: Conclusões

Uma conclusão geral do trabalho é apresentada, com sugestões para futuras pesquisas.

2 – Revisão Bibliográfica

2.1 – Modelo Matemático Baseado nas Leis de Cambefort Modificadas

Neste capítulo será apresentado um apanhado geral sobre modelo matemático, baseado nas Leis ou Relações de Cambefort, que leva em conta a compressibilidade das estacas e incorpora as cargas residuais na ponta, conforme trabalhos de Massad (1992, 1993, 1995 e 1998). O intuito é apresentar a maneira como se pretende realizar as avaliações dos comportamentos de estacas tubadas cravadas através de provas de carga comuns, de compressão axial.

Inicialmente, serão feitas considerações sobre as Leis ou Relações de Cambefort, modificadas por Massad com a introdução do fator μ . Posteriormente, serão apresentadas formas de avaliação da curva carga-recalque no topo, tanto para estacas “longas” ou compressíveis (método da exponencial e da parábola) quanto para estacas “curtas” ou rígidas (método das duas retas).

Em artigo publicado em 1971, Baguelin et al propuseram um modelo para que o comportamento de uma estaca isolada vertical submetida a um carregamento axial pudesse ser previsto. A estaca foi suposta como sendo compressível, levando a um tratamento matemático de rupturas progressivas, ou seja, a resistência última não irá necessariamente ocorrer simultaneamente em todos os pontos da lateral e da ponta da estaca. Os autores usaram, como funções de transferência de carga, as Leis de Cambefort, utilizando os deslocamentos verticais de fuste e de ponta necessários para mobilizar a resistência última de uma estaca.

Essas considerações a respeito do fenômeno de transferência de carga, somadas aos efeitos de esforços residuais devidos à cravação da estaca ou carregamentos secundários, foram apontadas por Vesic (1977-b) como pré-requisitos para um modelo real de comportamento de estacas.

2.1.1 – Hipóteses básicas e equações

O caso de uma estaca vertical isolada submetida a um carregamento axial pode ser tratado com as relações propostas por Cambefort e simplificadas por Cassan (1978) (Figura 2.1-1), para atrito lateral (f) e resistência de ponta (q). A estaca é considerada como sendo

compressível e o solo existente ao longo da lateral homogêneo, com resistência e rigidez constantes.

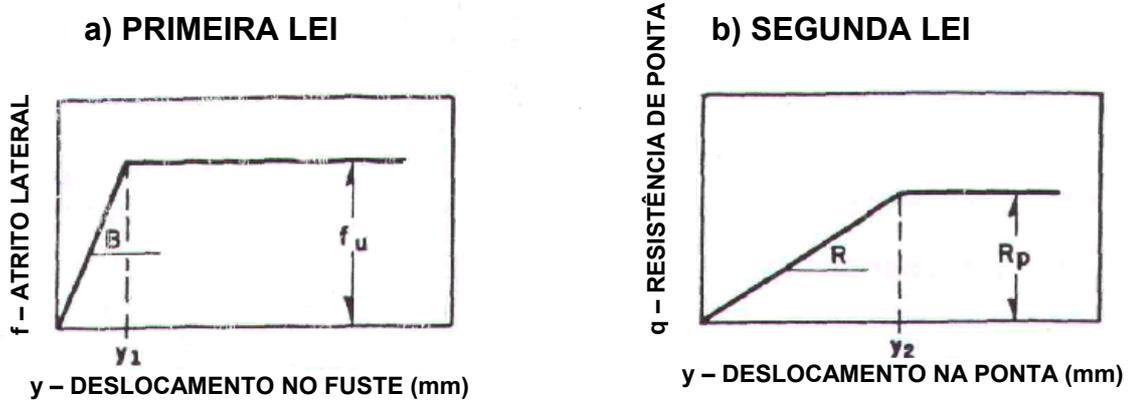


Figura 2.1-1 – Leis de Camberfort (extraída de Massad (1995))

Da figura 2.1-1 segue que:

$$f = B \cdot y \text{ (para } y \leq y_1 \text{)} \text{ e } f = f_u = B \cdot y_1 \text{ (para } y \geq y_1 \text{)} \quad (1)$$

$$q = R \cdot y \text{ (para } y \leq y_2 \text{)} \text{ e } q = R_p = R \cdot y_2 \text{ (para } y \geq y_2 \text{)} \quad (2)$$

Sabe-se que enquanto y_1 é da ordem de alguns milímetros, para quaisquer tipos de estaca e solo e dimensões de estaca, y_2 pode atingir dezenas de milímetros e depende das dimensões da ponta.

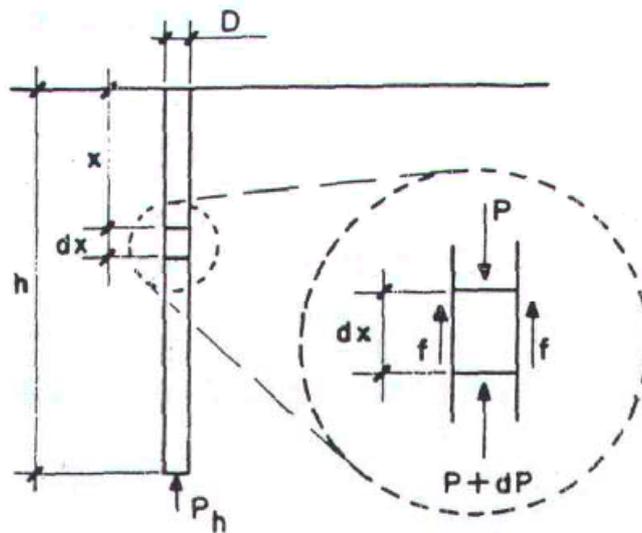


Figura 2.1-2 – Forças atuando em um elemento de estaca (extraída de Massad (1995))

Considerando-se uma estaca (figura 2.1-2), e ignorando-se seu peso, a equação de equilíbrio para um elemento de comprimento dx pode ser escrita:

$$P = P + dP + \pi \cdot D \cdot f \cdot dx \quad \text{ou} \quad \frac{dP}{dx} = -\pi \cdot D \cdot f \quad (3)$$

onde D é o diâmetro da estaca. Da lei de Hooke conclui-se:

$$\varepsilon = \frac{dy}{dx} = -\frac{P}{ES} \quad (4)$$

onde ε é a deformação do elemento; E o módulo de elasticidade do material da estaca; e S a área da seção transversal da estaca.

Das equações (3) e (4) podemos escrever a equação (5), que controla a transferência de carga da estaca para o solo.

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{\pi \cdot D \cdot f}{ES} \quad (5)$$

Em um ensaio de carregamento, pode-se identificar quatro estágios no fenômeno de transferência de carga, associados com cinco diferentes pontos na curva carga-recalque no topo (figura 2.1-3). O primeiro estágio (0-3) corresponde ao desenvolvimento da resistência de ponta e do atrito lateral ao longo da parte pseudo-elástica da primeira lei de Cambeftort; em particular, no ponto 3 tem-se $y = y_1$ e $f = f_u = f_{m\acute{a}x}$. O segundo estágio (3-4) está relacionado à mobilização progressiva da resistência lateral última (f_u) do topo (ponto 3) para a ponta (ponto 4). Além desse ponto, temos o terceiro estágio (4-5), onde conforme o carregamento no topo da estaca é aumentado, o solo no nível da ponta reage ao longo da parte pseudo-elástica da segunda lei de Cambeftort. Finalmente, no ponto 5 a ruptura é atingida, levando ao quarto estágio (5-6).

Resumindo, temos:

Fase 1: Início do processo de transferência de carga, com a mobilização do atrito lateral, sem que tenha havido ainda qualquer deslocamento, e, conseqüentemente, nenhuma reação de ponta na estaca.

Fase 2: Início de movimentação na ponta, que reage com pressão nula (figura 2.1-1b). Ao longo do fuste, ainda não se atingiu o “esgotamento”, isto é, $f \leq f_u$.

Fase 3: Ocorre o início do esgotamento do atrito lateral, junto ao topo da estaca; na ponta, a reação se processa pela “rampa” de inclinação R , da figura 2.1-1b.

Fase 4: O atrito lateral “esgotou” ao longo de todo o fuste ($f = f_u$). O deslocamento na ponta da estaca é igual a $y_1 \ll y_2$. Isto é, a ponta desenvolveu apenas uma pequena fração de R_p .

Acima da fase 4: O atrito lateral já está esgotado e acréscimos na carga se fazem às custas da ponta da estaca, até que o deslocamento da ponta atinja y_2 , quando a estaca rompe.

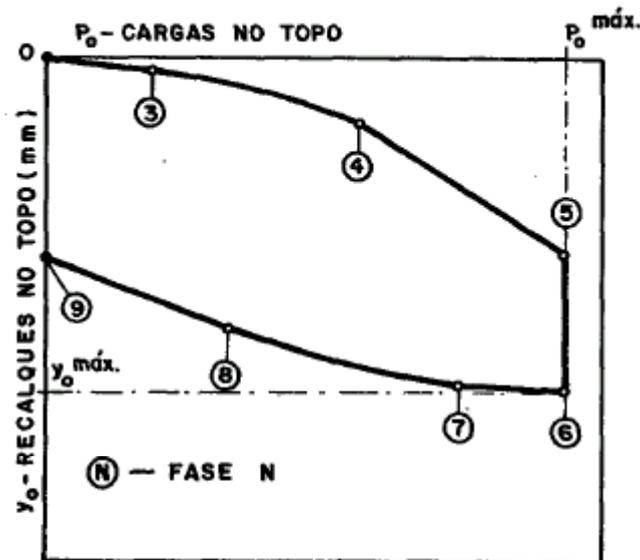


Figura 2.1-3 – curva carga-recalque teórica no topo (extraída de Massad (1995))

2.1.2 – Cargas Residuais

Quando se submete uma estaca escavada a um segundo carregamento, numa prova de carga, surge em sua ponta uma carga residual (P_h) que fica “aprisionada”. Esta constatação foi feita anteriormente por Décourt (1989) e Massad (1991-a), ao interpretarem provas de carga em estacas escavadas. Vesic (1977-b), referindo-se a trabalho de O’Neill e Reese, já havia feito menção a este tipo de fenômeno em estaca escavada nas argilas rijas de Beaumont.

Evidentemente, deve-se ter, desprezando-se o peso próprio da estaca:

$$P_h \leq A l_r \quad (6)$$

onde $A l_r$ é a carga lateral na ruptura devido ao atrito lateral no fuste.

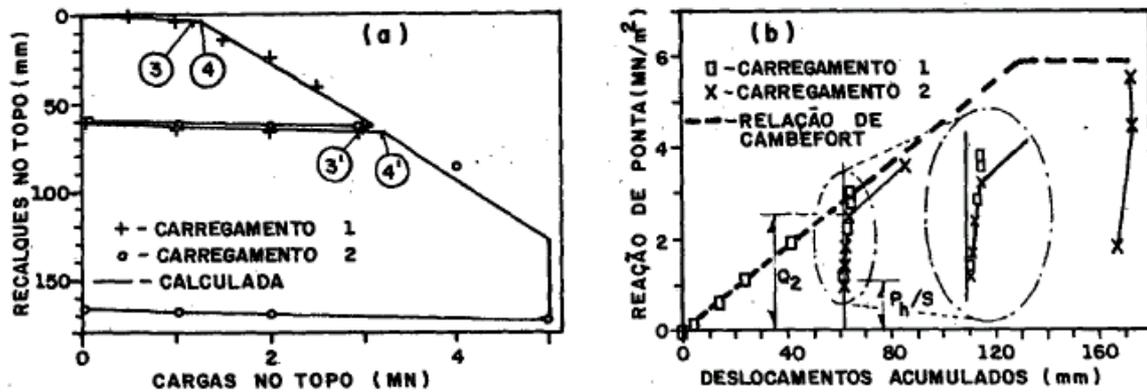


Figura 2.1-4 – Prova de carga instrumentada – estaca barrete (BAR 1) Campo Experimental da USP (extraída de Massad (1992))

A consideração desta força aprisionada permite explicar o formato da curva carga-recalque relativa ao segundo carregamento em estacas escavadas submetidas a provas de carga. Como ilustra a figura 2.1-4a, existe um ponto, indicado pelo número 4 na curva do primeiro carregamento, que corresponde ao término da “plena mobilização” do atrito lateral ao longo do fuste e ao início da solicitação franca da ponta da estaca. O ponto 4’, associado ao segundo carregamento, tem um significado análogo, mas encontra-se deslocado para a direita relativamente ao ponto 4.

Este “estar deslocado para a direita” não significa, para o tipo de solo que ocorre no Campus da USP, um aumento do atrito lateral total (A_{lT}), mas sim que parte da reação de ponta já atua assim que se inicia o segundo carregamento. Isto é, reportando-se à figura 2.1-4b, tem-se $P_h > 0$ para o segundo carregamento, em oposição a $P_h = 0$ para o primeiro carregamento (figura 2.1-5a). A figura 2.1-4b, extraída de Massad (1992), mostra o que ocorre na ponta e a simplificação feita em termos da segunda lei ou relação de Camberfort. A rigor e neste caso, em particular, uma relação bilinear seria mais adequada do que a segunda lei de Camberfort para representar a realidade, mas com a perda da sua simplicidade.

Com base nas Leis ou Relações de Camberfort (1964), esquematizadas na figura 2.1-5a, Massad (1992) construiu um modelo matemático, válido para o primeiro carregamento em estacas escavadas. Foi possível estendê-lo também para o segundo carregamento, graças à incorporação das cargas residuais na ponta das estacas escavadas.

Um dos objetivos deste trabalho é verificar se estacas tubadas cravadas de ponta aberta, apesar de terem seus interiores muitas vezes escavados, ou seja, limpos por equipamentos de

escavação, para uma maior penetração no solo, podem ser tratadas como simplesmente estacas cravadas de ponta fechada, graças à bucha que se forma em seu interior. Essa verificação será realizada com as leis e relações expostas neste item.

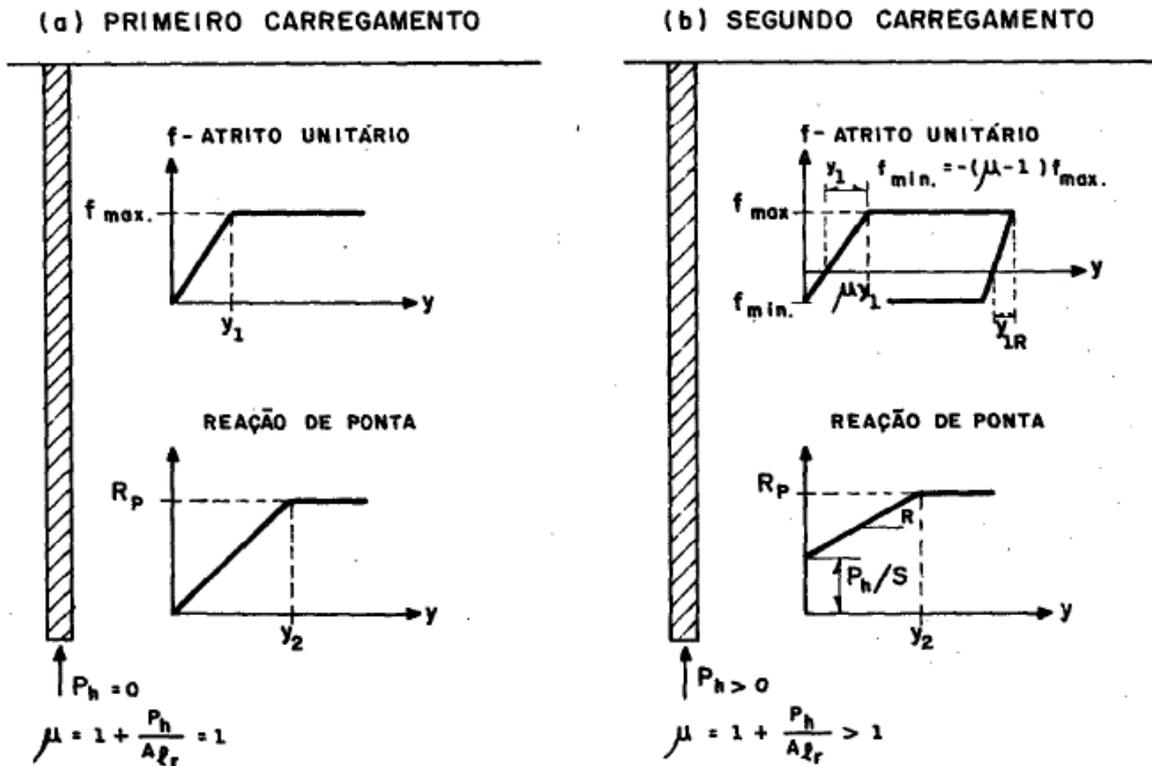


Figura 2.1-5 – Estacas escavadas: cargas residuais (P_h) e relações de Cambofort modificadas (extraída de Massad (1992))

De um ponto de vista físico, a existência desta carga residual significa que a ponta da estaca já está reagindo quando o atrito lateral começa a se desenvolver positivamente e mais, este atrito, que logo após a cravação atua de cima para baixo, “prendendo” a estaca no terreno e equilibrando a carga residual na ponta, precisa ser “revertido” (reversão do atrito lateral). Evidentemente, nada se altera quanto à carga de ruptura, mas a curva carga-recalque no topo muda significativamente em função da carga residual, como havia enfatizado Vesic (1977-b). E o estabelecimento da curva carga-recalque teórica possibilita uma nova forma de interpretar provas de carga em estacas.

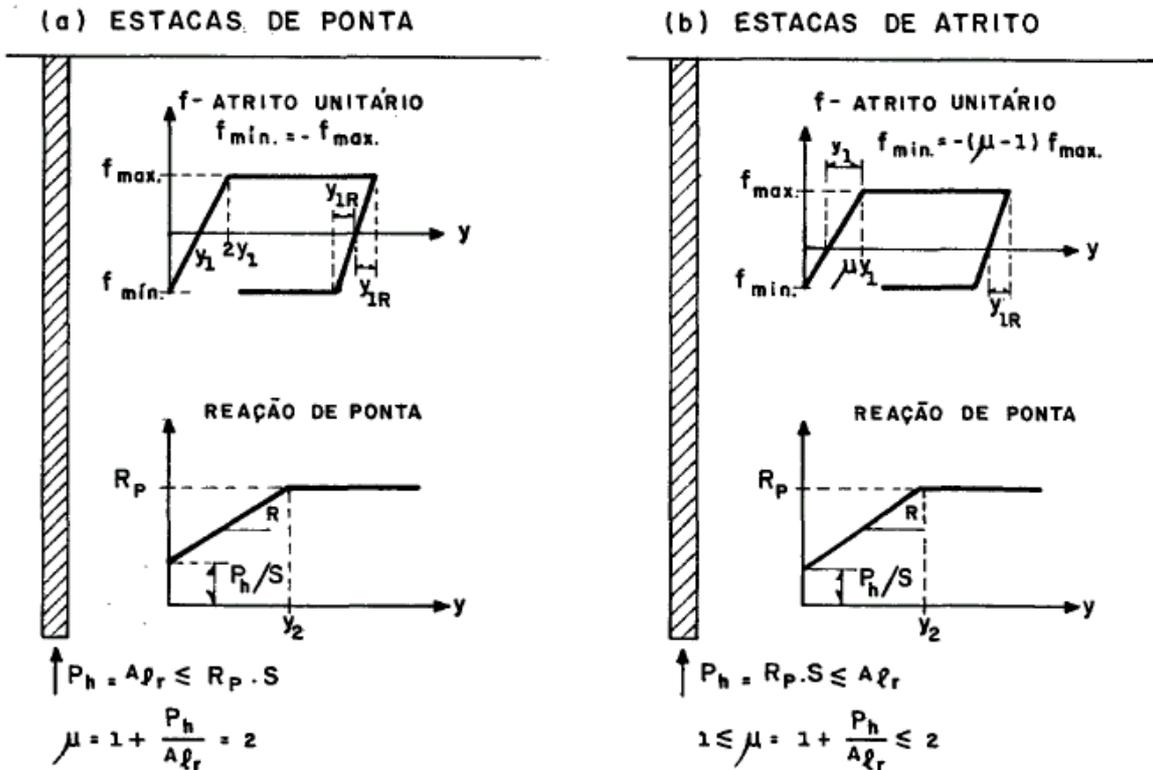


Figura 2.1-6 – Estacas cravadas: cargas residuais (P_h) e relações de Cambefort modificadas (extraída de Massad (1992))

2.1.3 – Fator μ e as Leis de Cambefort Modificadas

A generalização do modelo matemático, desenvolvido originariamente por Massad para estacas escavadas, requer tanto a introdução do fator μ , para quantificar a ação da carga residual, quanto uma modificação nas Leis ou Relações de Cambefort, para considerar a reversão do atrito lateral.

Considerem-se, inicialmente, as estacas cravadas. Pode-se distinguir duas situações, como indicam as figuras 2.1-6a e 2.1-6b, a saber:

a) a primeira diz respeito às estacas de ponta, em que:

$$P_h \leq A l_r \leq R_p \cdot S \quad (7)$$

onde R_p é a resistência ou reação máxima de ponta e S a área da ponta da estaca; e

b) a segunda refere-se às estacas de atrito, em que:

$$P_h \leq R_p \cdot S < A l_r \quad (8)$$

Introduzindo-se o fator μ como sendo a relação:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{Al_r} = 1 - \frac{f_{res}}{f_u} \quad (9)$$

Deve-se ter, necessariamente:

$$1 \leq \mu \leq 2$$

Ademais, para o primeiro carregamento, e voltando-se novamente para as figuras 2.1-5 e 2.1-6, conclui-se facilmente que:

- a) no caso de estacas escavadas $\mu = 1$;
- b) no caso de estacas cravadas de ponta, $\mu = 2$; e
- c) no caso de estacas cravadas de atrito, $1 \leq \mu < 2$.

Nas figuras 2.1-5b (estacas escavadas) e 2.1-6 (estacas cravadas) estão indicadas as Leis ou Relações de Cambefort modificadas para levar em conta a reversão do atrito lateral. Desde que $\mu > 1$, o atrito lateral unitário (f) deve ser revertido, isto é, reportando-se às figuras 2.1-5b e 2.1-6, de um valor negativo inicial (f_{\min}), que equilibra a força P_h , o atrito lateral torna-se positivo à medida em que a carga na cabeça aumenta, até atingir a “plena mobilização”, quando f se iguala a f_u .

2.1.4 – Curvas carga-recalque teóricas

A vantagem do uso do fator μ reside no fato de se poder tratar globalmente o comportamento das estacas em termos de curva-recalque no topo, seja ela escavada ou cravada.

Convém introduzir dois coeficientes adimensionais, que controlam o comportamento de estacas em compressão axial.

- a) o primeiro deles, denominado “rigidez relativa solo-estaca” (k), definido por Massad (1991-a e 1991-c), é dado por:

$$k = \frac{Al_r}{K_r \cdot y_1} \quad (10)$$

onde Al_r é o atrito lateral na ruptura e K_r a rigidez da estaca como peça estrutural, ou sejam:

$$Al_r = \pi.D.h.f_u \quad (11-a)$$

$$K_r = \frac{E.S}{h} \quad (11-b)$$

onde D e h , são respectivamente, o diâmetro e o comprimento ou altura da estaca; E é o módulo de elasticidade do material que a constitui; e S é a área de sua seção transversal.

Escrito em outra forma:

$$k = \frac{\pi.D.h.B}{K_r} = 4 \left(\frac{h}{D} \right)^2 \left(\frac{B.D}{E} \right) \quad (12-a)$$

onde B é a inclinação da reta inicial da primeira lei ou relação de Cambefort (ver figura 2.1-1a), dada por:

$$B = \frac{f_u}{y_1} \quad (12-b) \text{ que nada mais é que uma outra forma de escrever a equação (1)}$$

evidencia o fato de k ser uma medida da rigidez tanto do solo quanto do material da estaca e, também, da relação altura-diâmetro (h/D).

Note-se também que para estacas infinitamente rígidas, isto é, incompressíveis, tem-se $k=0$; neste caso o atrito lateral atinge o seu valor máximo instantaneamente, em toda a altura da estaca; e, para estacas infinitamente compressíveis, tem-se $k \rightarrow \infty$ e a deformabilidade da estaca, como peça estrutural, joga papel decisivo no seu comportamento, sendo necessário um incremento de carga para que a plena mobilização do atrito lateral progrida do topo à base da estaca.

b) o segundo coeficiente adimensional, definido por Baguelin et alii (1971), é dado por:

$$m = \frac{R.S.y_1}{Al_r} \quad (13)$$

onde R é a inclinação da reta inicial da segunda lei ou relação de Cambefort; e S é a área da estaca na ponta. Ele mede a relação entre a reação de ponta, no momento em que todo o atrito lateral foi mobilizado ao longo do fuste, e Al_r .

Através de um desenvolvimento matemático semelhante ao que foi apresentado por Massad (1991-c) e admitindo-se:

- a) que existe, na ponta da estaca, segundo a equação 9, uma força:

$$P_h = (\mu - 1) \cdot Al_r \quad (14)$$

atuando desde o início do carregamento;

- b) que valem as Leis ou Relações de Cambefort tal qual estão apresentadas nas figuras 2.1-5 e 2.1-6; e
- c) que os parâmetros de Cambefort são constantes em toda a altura da estaca, como se a camada de solo fosse homogênea,

é possível mostrar que a curva carga-recalque apresenta 4 trechos bem definidos durante o carregamento, delimitados pelos pontos notáveis da figura 2.1-3.

A rigor, na sua forma original, a Primeira Lei ou Relação de Cambefort supõe um atrito lateral (f) inicial não nulo (adesão propriamente dita) para deslocamento y nulo. A consideração desta adesão em modelos de interação solo-estaca leva a mais dois pontos notáveis (1 e 2) na curva carga-recalque no topo (veja-se Baguelin et alii, 1971). Tomando-se esta adesão como nula, os pontos 0, 1 e 2 coincidem com a origem do gráfico.

A seguir passa-se a descrever e caracterizar, através de fórmulas, estes 4 trechos.

Trecho 0-3

Reportando-se à figura 2.1-3, pode-se caracterizar, inicialmente, um trecho retilíneo 0-3, que corresponde à fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral, ao longo da reta inicial da primeira lei ou relação de Cambefort. O ponto 3, em particular, assinala o momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca.

Neste ponto 3, valem as relações:

$$P_0 = \frac{\mu \cdot Al_r}{z} \left[\frac{\operatorname{tgh}(z) + m \cdot z}{1 + m \cdot z \cdot \operatorname{tgh}(z)} \right] \quad (15)$$

e

$$y_0 = \mu \cdot y_1 \quad (16)$$

onde:

$$z = \sqrt{k} \quad (17)$$

Trecho 3-4

Este trecho (figura 2.1-3), que corresponde ao avanço da plena mobilização do atrito lateral ao longo do fuste, do topo (ponto 3) em direção à ponta (ponto 4), apresenta-se na forma de curva, dada por:

$$\frac{y_0}{\mu \cdot y_1} = \left(1 - \frac{\beta'^2}{2} \right) + \frac{k}{2} \left(\frac{P_0}{\mu \cdot Al_r} \right)^2 \quad (18-a)$$

O termo β' depende das características do sistema solo-estaca; para estacas muito compressíveis, com $k \geq 10$, $\beta' \cong 1$ e a equação (18-a) se aproxima de uma parábola. Esta relação pode ser empregada, com cautela, para valores de k menores, até cerca de 2. Para fins práticos, ela pode ser reescrita:

$$y_0 = c_1 + c_2 (P_0)^2 \quad (18-b)$$

com c_1 e c_2 dados por:

$$c_1 = \frac{\mu \cdot y_1}{2} \text{ e } c_2 = \frac{1}{2 \cdot K_r \cdot \mu \cdot Al_r} \quad (18-c)$$

Atente-se para o fato, já referido acima, de que se a estaca for curta, ou rígida, com $k \leq 2$, os pontos 3 e 4 coincidem e não existe este trecho curvo. O que ocorre neste caso é a mobilização, quase que instantânea, do atrito lateral máximo ao longo do fuste.

Trecho 4-5

A relação carga recalque no topo volta a ser linear, correspondendo à mobilização da resistência na ponta, ao longo do trecho pseudo-elástico da segunda lei de Cambefort (figuras 2.1-5 e 2.1-6).

Neste trecho vale a relação:

$$\frac{P_0 - \mu \cdot Al_r}{y_0 - \frac{\mu \cdot Al_r}{2 \cdot K_r}} = \frac{1}{\frac{1}{K_r} + \frac{1}{R.S}} \quad (19-a)$$

Para a determinação de y_{04} , vale a relação:

$$y_{04} = \mu y_1 + \frac{\mu Al_r}{2 K_r} + \frac{R.S \mu y_1}{K_r} \quad (19-b)$$

Trecho 5-6

Chega-se finalmente ao trecho 5-6, quando ocorre a ruptura na ponta, cuja reação atinge seu valor máximo, R_p nas figuras 2.1-5 e 2.1-6. Note-se que para o caso particular de estaca de atrito, em que $1 \leq \mu < 2$, os pontos 4 e 5 coincidem, isto é, a estaca rompe bruscamente, após a mobilização total do atrito lateral: toda a reação de ponta já havia sido mobilizada como carga residual.

No descarregamento (“rebound”) segue-se um caminho inverso nas Leis ou Relações de Cambefort, em que parâmetros como y_1 , B e R não são necessariamente os do carregamento, pois os solos são essencialmente materiais não elásticos.

Admitindo-se que o carregamento atinja ou ultrapasse o ponto 4, de mobilização total do atrito lateral, e reportando-se novamente à figura 2.1-3, pode-se demonstrar que existem três trechos bem definidos no descarregamento: a) o primeiro, retilíneo (trecho 6-7), associado ao

trecho pseudo-elástico da “volta” na lei de Cambefort (figuras 2.1-1, 2.1-5 e 2.1-6); b) segue-se um segundo, curvilíneo (trecho 7-8), que corresponde ao início (ponto 7) e fim (ponto 8) da “plena mobilização” do atrito, no sentido reverso, contrário à subida da estaca; e c) finalmente, um terceiro, também retilíneo (trecho 8-9), associado ao “rebound” franco da ponta.

Também aqui o trecho curvo (trecho 7-8) pode ser representado, aproximadamente, por uma parábola, dada por:

$$y_0^{m\acute{a}x} - y_0 = y_{1R} + \frac{1}{4 \cdot K_r \cdot Al_r} (P_0^{m\acute{a}x} - P_0)^2 \quad (20)$$

onde y_{1R} refere-se a um dos parâmetros de Cambefort no “rebound” e $P_0^{m\acute{a}x}$ e $y_0^{m\acute{a}x}$ são, respectivamente, a carga e o recalque máximos do carregamento (ver figura 2.1-3). Pelo que foi dito acima, para a aplicação desta expressão é necessário que $P_0^{m\acute{a}x} \geq Al_r$ e que seja elevada a rigidez relativa solo-estaca (k_{reb}), obtida substituindo-se y_1 por y_{1R} na expressão (10), a saber:

$$k_{reb} = \frac{Al_r}{K_r \cdot y_{1R}} \quad (21)$$

Como, ademais, diferentemente da expressão (18-a), a (20) independe de μ , vislumbra-se a possibilidade de se utilizar o descarregamento para determinar Al_r e, portanto, o próprio μ .

Fato a mencionar, neste mesmo contexto, é a dependência da curva carga-recalque do carregamento em relação ao produto $\mu \cdot Al_r$ e não ao termo Al_r isolado; examinem-se, neste sentido, as expressões (15), (18-a) e (19-a). Isto significa que, se se tomar o produto pelo termo, isto é, pelo atrito lateral na ruptura, ignorando-se a reversão do atrito lateral, obtém-se a mesma curva carga-recalque. Em contrapartida, superestima-se Al_r , falseando toda e qualquer tentativa de prever a adesão com base no SPT ou CPT.

2.1.5 – Relação exponencial aproximada para o trecho 3-4

Segundo Massad (1992), a parábola, dada pela expressão (18-a), que a rigor vale para estacas longas, isto é, de elevadas compressibilidades, pode ser aproximada pela seguinte relação exponencial:

$$P_0 = P_r (1 - e^{(b+ay_0)}) \quad (22)$$

onde a , b e P_r são constantes, que dependem de características do sistema solo-estaca. De fato, pode-se mostrar que:

$$P_r = 1,45 \cdot \mu \cdot Al_r \quad (23-a)$$

$$b = \frac{1}{k} - 0,18 \quad (23-b)$$

$$a = -\frac{2 \cdot K_r}{\mu \cdot Al_r} \quad (23-c)$$

Observe-se que apesar da semelhança com a expressão de Van der Veen (1953) modificada por Aoki (1976), a expressão (22) tem um outro significado: ela deve ser ajustada ao trecho 3-4 da curva carga-recalque no topo. Além disso, P_r não é necessariamente a carga de ruptura extrapolada. Finalmente, as vantagens do uso da relação exponencial (22) ao invés da parabólica (18-a) refere-se à possibilidade aberta para a determinação de K_r através da curva carga-recalque no topo, determinação esta que pode parecer redundante mas que ganha interesse na medida em que se trabalha com estacas de concreto, em particular, as moldadas in loco, pois o módulo de elasticidade do concreto nem sempre é conhecido à priori. Seja lembrado também que este módulo relativo ao primeiro carregamento nem sempre coincide com o módulo de recarga, usualmente adotado em cálculos estruturais. No caso de uma estaca atravessar uma camada de solo mais fraca e ficar embutida em uma outra, bem mais resistente, os parâmetros Al_r , K_r e k , que aparecem nas expressões (23), refletem as características da camada mais fraca.

2.1.6 – Roteiro de cálculo para a interpretação de provas de carga

Para a aplicação dos conceitos e fórmulas anteriormente apresentadas, visando à interpretação de provas de carga em estacas recomenda-se o procedimento que segue

2.1.6.1 - Procurar fazer um ajuste parabólico entre carga (P_0) e recalque (y_0) no topo, ou, o que dá no mesmo, entre y_0 e P_0^2 . Com isso determinam-se a constante (c_1) e o coeficiente angular (c_2) da expressão (18-b), e, por meio de (18-c) e (10), chega-se a:

$$\mu \cdot Al_r = \frac{1}{2 \cdot K_r \cdot c_2} \quad (24-a)$$

$$\mu \cdot y_1 = 2 \cdot c_1 \quad (24-b)$$

$$k = \frac{\mu \cdot Al_r}{K_r \cdot \mu \cdot y_1} \quad (24-c)$$

a) Se resultar $k \geq 10$, a estaca comporta-se como estaca longa e ficam definidos, com boa precisão, os pontos 3 e 4 (figura 2.1-3), podendo-se passar para o item seguinte deste roteiro; e

b) Se, ao contrário, $k \leq 2$, o ponto 4 aproxima-se do ponto 3 (figura 2.1-3), a estaca tende a ter um comportamento mais rígido, ou seja, de estaca curta, e o uso da parábola perde totalmente o sentido. Nestes casos deve-se procurar fazer um ajuste teórico dos parâmetros, por tentativas, através de modelação matemática que incorpore as Leis ou Relações de Cambefort modificadas (figuras 2.1-5a e 2.1-6).

c) Valores de k intermediários entre estes extremos requerem cautela.

2.1.6.2 – Atendidas estas condições, ajusta-se uma exponencial (expressão 22), ao trecho 3-4 assim demarcado, que pode ser feito em duas etapas, como segue:

a) Determinar P_r pelo método que, em resumo, consiste, primeiro, na obtenção de uma série de cargas P_n , associadas a uma série de recalques equiespaçados de um Δ arbitrário; e, segundo, na correlação dos P_{n+1} com os P_n da mesma série, com o que se obtém:

$$P_{n+1} = a' + b' \cdot P_n \quad (25-a)$$

Donde:

$$P_r = \frac{a'}{1-b'} \quad (25-b)$$

e uma primeira estimativa do parâmetro “a” da expressão (22):

$$a = \frac{\ln(b')}{\Delta} \quad (25-c)$$

b) Determinar a e b da expressão (22) através de correlação do tipo:

$$\ln\left(1 - \frac{P_0}{P_r}\right) = b + a \cdot y_0 \quad (26)$$

o valor de “a” assim obtido deve coincidir com o dado por (25-c).

Usando-se as expressões (23) chega-se, finalmente, a:

$$\mu \cdot Al_r = \frac{P_r}{1,45} = -\frac{P_r^2 \cdot a}{4,2 \cdot K_r} \quad (27-a)$$

$$k_r = -\frac{\mu \cdot Al_r \cdot a}{2} \quad (27-b)$$

$$k = \frac{1}{b + 0,18} \quad (27-c)$$

$$\mu \cdot y_1 = -\frac{2}{a \cdot k} \quad (27-d)$$

Note-se que se K_r dado por (27-b) resultar inconsistente com o valor teórico (expressão 11-b), de duas uma: ou o valor de k é baixo (a estaca tende a ser curta ou rígida), ou então existe uma camada profunda, mais resistente, de embutimento da estaca. Uma forma de superar esta dificuldade consiste em proceder a um ajuste teórico dos parâmetros, como foi explicado ao final do item anterior.

2.1.6.3 – No caso de haver pontos suficientes no descarregamento, pode-se obter os parâmetros y_{1R} e Al_r da expressão (20), mediante um ajuste parabólico, análogo ao descrito no item 2.1.6.1 acima.

2.1.7 – Método das duas retas

O método ocupa-se em analisar estacas “rígidas” ou “curtas”. Faz-se um ajuste da curva carga-recalque no topo (P_0, y_0) a duas retas, correspondentes aos trechos (0-3) e (4-5), figura 2.1-3.

Se a equação da reta do trecho (4-5) for:

$$P_0 = d_1 + d_2 \cdot y_0 \quad (28)$$

Obtém-se, igualando a equação (19-a) a d_2 :

$$\frac{1}{d_2} = \frac{1}{R \cdot S_p} + \frac{1}{K_r} \quad \text{ou} \quad R S_p = \frac{1}{\frac{1}{d_2} - \frac{1}{K_r}} \quad (29)$$

$$\mu \cdot Al_r = \frac{d_1}{1 - \frac{d_2}{2 K_r}} \quad (30)$$

Do mesmo modo, se:

$$P_0 = b_2 \cdot y_0 \quad (31)$$

for a equação do trecho (0-3), pode-se escrever, combinando-se as equações (15), (17) e (31):

$$z = \frac{b_2}{\beta'_3 \cdot K_r} \quad (32)$$

onde:

$$\beta'_3 = \frac{\tanh(z) + \lambda}{1 + \lambda \cdot \tanh(z)} \quad (33)$$

$$e \lambda = \frac{R \cdot S_p / K_r}{z} \quad (34)$$

Os valores de λ , k , μf_u e μy_1 são calculados iterativamente. Falta apenas estimar μ .

Considerando-se a curva P_0 - y_0 do descarregamento (“rebound”), pode-se fazer uma interpretação similar à do carregamento, já que nela segue-se um caminho inverso nas relações de Cambefort (figura 2.1-1). Massad (1992 e 1995) mostrou que as expressões (15), (16), (18-a) e (19-a) continuam válidas, desde que se substitua P_0 por $\Delta P_0 = P_0^{\text{máx}} - P_0$; y_0 por $\Delta y_0 = y_0^{\text{máx}} - y_0$; y_1 por y_{1R} ; R por R_{reb} e μ por $\mu_{\text{reb}} = 2$. Note-se que μ_{reb} refere-se ao início do “rebound”.

Se a equação da reta do trecho (8-9) for:

$$\Delta P_0 = j_1 + j_2 \cdot \Delta y_0 \quad (35)$$

obtém-se, da expressão (19-a) relativa ao rebound:

$$\mu_{\text{reb}} \cdot Al_r = 2 \cdot Al_r = \frac{j_1}{1 - \frac{j_2}{2 \cdot K_r}} \quad (36)$$

Existe uma justificativa simples para $\mu_{\text{reb}} = 2$. De fato, reportando-se à figura 2.1-3, se o carregamento atinge pelo menos o ponto 4, o atrito lateral se desenvolve completamente em toda a profundidade, alcançando o valor $f_{\text{máx}} = f_u$ (atrito lateral unitário na ruptura), atuando de baixo para cima. Nestas condições, a estaca está sob compressão, em um novo estado inicial para o descarregamento. À medida em que a estaca é descarregada, o atrito lateral vai se revertendo, culminando com uma mudança de sentido (de cima para baixo). Logo, no início do “rebound”, tudo se passa como se:

$$f_{\text{res}}^{\text{reb}} = -f_{\text{máx}} = -f_u \quad (37)$$

donde, pela segunda equação de (9):

$$\mu_{\text{reb}} = 2 \quad (38)$$

Assim, da expressão (36) resulta o valor de A_{lr} que, substituindo em (30), fornece o fator procurado μ , associado à carga residual P_h que atua durante a fase de carregamento.

2.1.8 – Construção gráfica para a determinação de A_{lr} e de P_h

Para a determinação de A_{lr} e P_h pode-se usar a construção gráfica mostrada na figura 2.1-7, que corresponde à solução das equações (30) e (36).

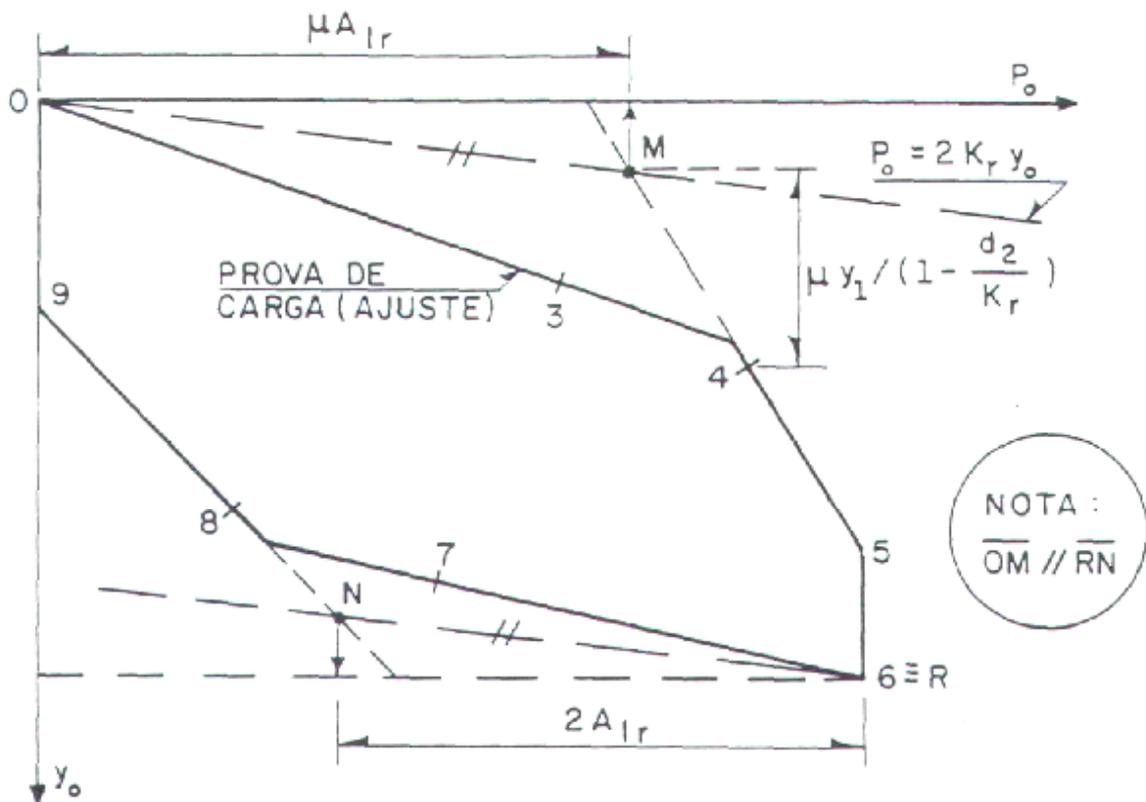


Figura 2.1-7 – Construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura (A_{lr}) e da carga residual na ponta (P_h) (extraída de Massad (1998))

A intersecção da reta dada por $P_0 = 2 \cdot K_r \cdot y_0$ com aquela associada ao trecho (4-5), ponto M, fornece o valor de $\mu \cdot A_{lr}$.

Para estacas escavadas, primeiro carregamento, $P_h = 0$, donde $\mu = 1$ (expressão 9) e o A_{lr} é obtido só com o carregamento.

Para estacas cravadas, é necessário recorrer ao “rebound”, onde se tem $\mu_{reb} = 2$ (expressão 38). De forma análoga ao carregamento, conhece-se o termo $2 \cdot A_{lr}$, conforme está

assinalado na figura 2.1-7. Note-se que as retas ON e RN são paralelas. Assim, do rebound extrai-se Al_r e, do carregamento, o valor do fator μ .

2.1.9 - Estaca embutida em camada mais resistente

As provas de carga, a serem analisadas, encontram-se na sua totalidade na situação de embutimento em solo mais resistente, após atravessarem camada de solo homogêneo.

Massad (1993), abordou essa situação, incorporando as duas camadas de solo às Relações de Cambefort Modificadas. Como pode ser visto na figura 2.1-8a, a camada inferior, onde a estaca penetrou a distância h_2 , é mais resistente que a camada superior, de espessura h_1 . A mesma figura mostra mais uma vez as Leis ou Relações de Cambefort, modificadas por Massad (1992).

Como pode ser visto na figura 2.1-9, o formato teórico da curva carga-recalque pouco se altera no caso de estaca embutida em solo mais resistente, exceto pela presença do ponto M, que representa o ponto em que a plena mobilização do atrito lateral atinge a interface entre as camadas.

Em geral, a altura correspondente à camada de material menos resistente é muito maior do que a correspondente à camada de material mais resistente, ou seja, $h_1 > h_2$, onde h_1 é a altura da camada menos resistente e h_2 a altura da camada mais resistente.

Dessa forma, o ponto M aproxima-se do ponto 4 e a equação da parábola, para o trecho 3-4, continua sendo dada pela expressão (18-a), mas com a substituição de μAl_r por μAl_{r1} e de K_r por K_{r1} .

$$\frac{y_0}{\mu \cdot y_1} = \left(1 - \frac{\beta'^2}{2} \right) + \frac{k}{2} \left(\frac{P_0}{\mu \cdot Al_{r1}} \right)^2 \quad (39-a)$$

$$c_1 = \frac{\mu \cdot y_1}{2} e c_2 = \frac{1}{2 \cdot K_{r1} \cdot \mu \cdot Al_{r1}} \quad (39-b)$$

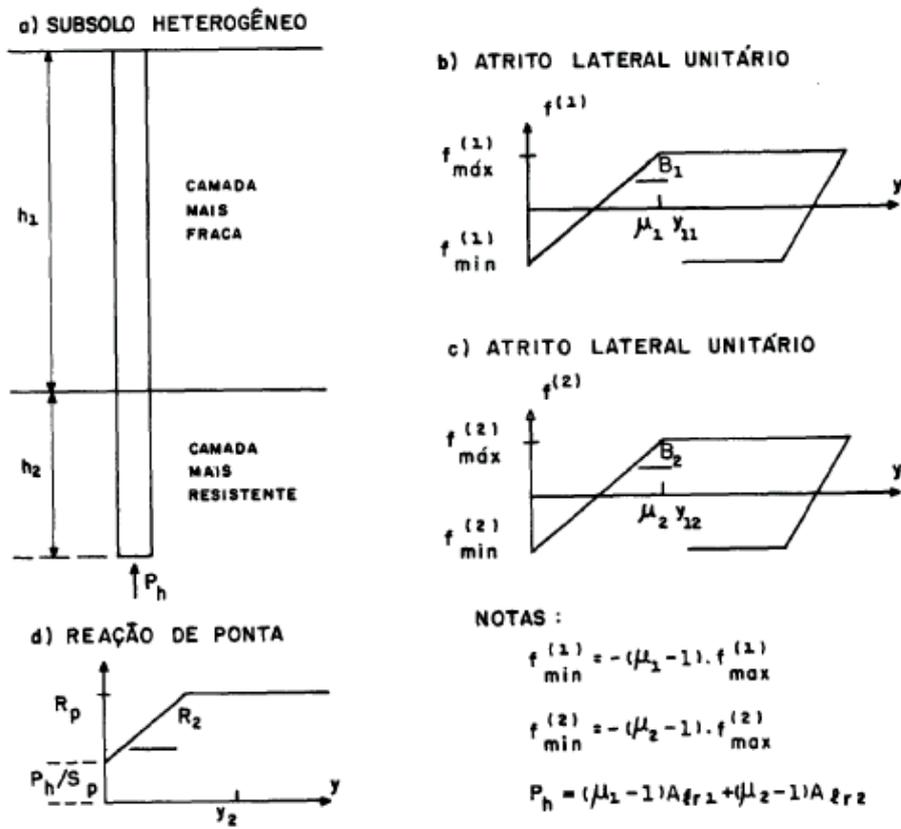


Figura 2.1-8 – Relações de Cambefort modificadas para solo heterogêneo

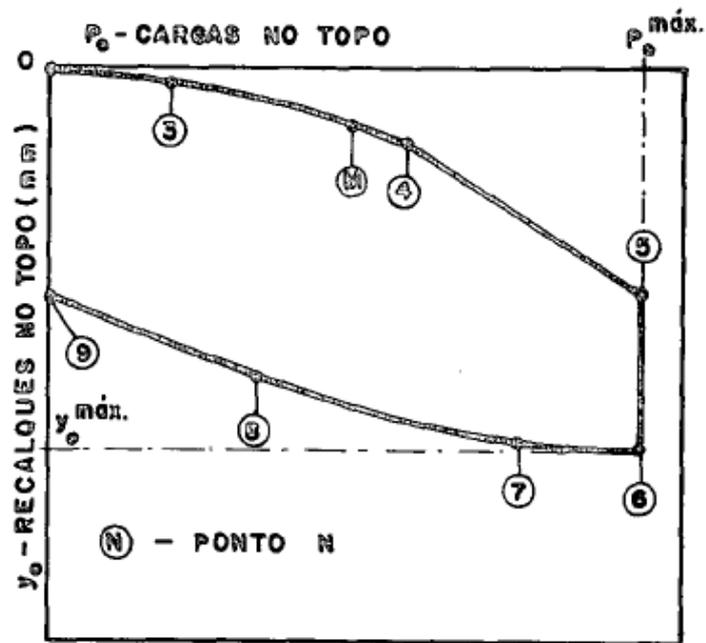


Figura 2.1-9 – Curva teórica carga recalque – ponto M

2.2 – O fenômeno do embuchamento

Neste item serão abordados, para uma melhor compreensão do fenômeno de embuchamento, estudos realizados por pesquisadores que tiveram como principal objetivo identificar e caracterizar sua formação, bem como quantificar sua influência no comportamento das estacas cravadas. Alguns destes estudos consideraram estacas cravadas com ponta aberta de concreto ou metálicas. Como no presente trabalho estão sendo consideradas apenas as estacas tubadas metálicas, o caso das estacas cravadas de concreto com ponta aberta não será tratado.

2.2.1 – Formação da bucha

Antes de se iniciar o estudo dos fatores que levam à sua formação e sua influência no comportamento da estaca, convém definir o que é a bucha.

A maior parte dos pesquisadores que têm estudado o fenômeno do embuchamento concorda que a bucha, ou “plug”, ocorre quando, durante a cravação de uma estaca de ponta aberta, o material que se encontra em seu interior cessa sua penetração, ou seja, passa a se deslocar juntamente com a estaca, agindo realmente como se fizesse parte da estaca.

Nos diversos artigos já publicados sobre o assunto, até mesmo a interpretação de quando uma estaca está embuchada ou não apresenta algumas discordâncias.

Paikowsky e Whitman (1990), definiram três estágios de formação de bucha durante a cravação de uma estaca. Denominando p a altura da bucha no interior da estaca e d o seu diâmetro, tem-se três possibilidades ou “condições” (ver a figura 2.2-1): 1^a) Sem bucha (a pequenos valores de p/d); 2^a) com bucha parcialmente formada (com maiores valores de p/d nos quais uma bucha se move no interior da estaca percorrendo uma distância menor que a da ponta durante as batidas do martelo de cravação); e 3^a) com bucha totalmente formada (quando a bucha se move junto à estaca durante a cravação).

Paikowsky e Whitman, baseados em análises de estacas modelos, cravadas em areias secas, chegaram à conclusão de que a condição três é atingida para valores de p/d próximos de 5. Como será exposto a seguir, não há uma concordância entre os autores quanto a esse número, que varia muito de pesquisa a pesquisa, ficando na faixa entre 2 e 5. Vale lembrar também que o valor de p/d , em torno de 5, encontrado por Paikowsky e Whitman, se refere à altura total da coluna de solo no interior da estaca quando ocorre o embuchamento, e os valores de p/d ,

encontrados por outros pesquisadores, em torno de 2 ou 3, se referem à altura da coluna de solo que tem influência no interior da estaca, desprezando-se o restante da coluna.

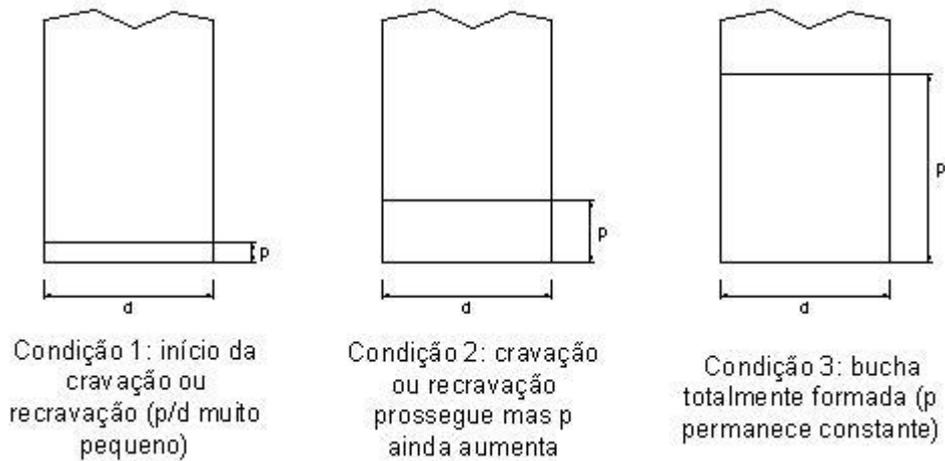


Figura 2.2-1 – Processo de formação da bucha segundo Paikowsky e Whitman (1990)

Mas as condições propostas por Paikowsky e Whitman para o estudo do comportamento de uma bucha são as mais simples e diretas, merecendo uma maior atenção.

2.2.2 – Opiniões a respeito do comportamento da bucha no interior da estaca

Neste item serão apresentadas opiniões e pesquisas consideradas de relevância para a compreensão do fenômeno.

2.2.2.1 – As pesquisas conduzidas por O' Neill e Raines (1991 e 1992)

O'Neill e Raines apresentaram estudo interessante no que diz respeito à formação e influência da bucha no comportamento de uma estaca.

Para tanto, utilizaram modelos reduzidos de estacas metálicas tubadas cravadas em areia compacta.

Em uma câmara preenchida com areia saturada, compacta, que após fechada permitia o controle das pressões horizontais e verticais, cravaram uma estaca metálica com diâmetro externo de 102mm e espessura de parede de 3,7mm, tentando reproduzir ao máximo a relação diâmetro/espessura de chapa comumente encontrada em obras desse tipo.

A estaca era então cravada no interior da câmara por intermédio de um pequeno peso, lançado a uma altura constante sobre a cabeça da estaca, simulando a ação de um martelo.

A instrumentação da estaca foi feita através de sete níveis de “strain gages”, bem como de uma célula para monitoramento da posição da bucha no interior da estaca.

Terminada a cravação a câmara era fechada e submetida a condições de pressões pré-determinadas. Procedeu-se então à realização de provas de carga estáticas para avaliação do desempenho das estacas.

Foram realizados testes com estacas que apresentavam em suas pontas três situações distintas.

A primeira situação era a de ponta totalmente fechada, onde a área da ponta estava totalmente vedada pelo mesmo material que compunha o restante da estaca.

A segunda situação era a de ponta aberta comum, com área da ponta da estaca correspondente à espessura da chapa, ao longo do perímetro de seu círculo.

A terceira situação era a de ponta aberta com o perímetro biselado, ou seja, a ponta da estaca foi biselada de maneira que a área de contato com o solo na ponta fosse mínima.

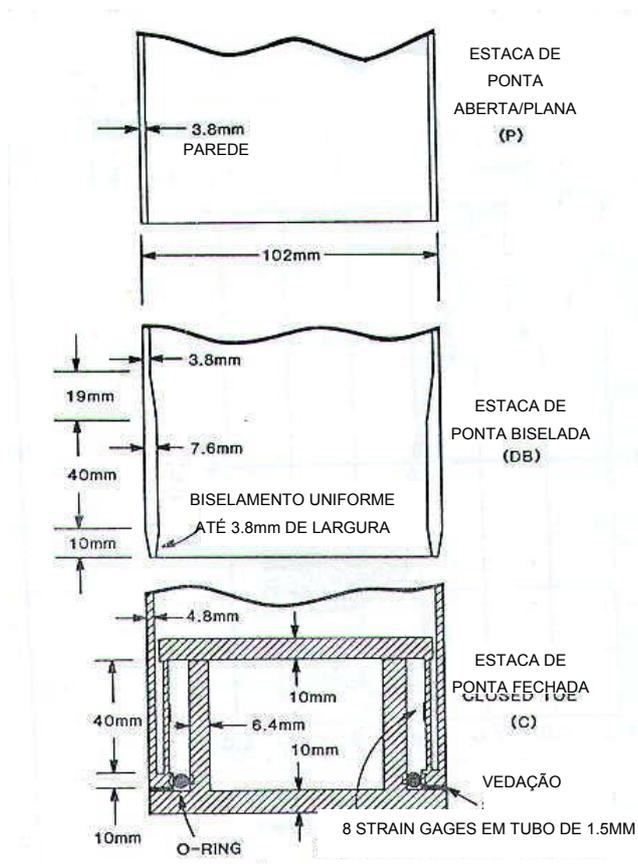


Figura 2.2-2 – Esquema das pontas de estaca (O’Neill e Raines – 1991)

As estacas foram cravadas a profundidades médias de 30 vezes o diâmetro, representando uma cravação levada a níveis profundos, para grandes diâmetros.

Os resultados das provas de carga, para as três situações de ponta de estaca, estão apresentadas na figura 2.2-3, onde q é a tensão na ponta da estaca correspondente ao deslocamento w , σ'_0 é a tensão efetiva inicial na câmara e d é o diâmetro da estaca.

A figura 2.2-4 mostra o movimento da bucha formada em função do movimento da estaca, ambos adimensionalizados após terem sido divididos pelo diâmetro. Na figura pode ser observada uma tendência de formação de bucha no interior da estaca, evidenciada pela tendência do movimento relativo do “plug” se tornar constante.

É evidente que enquanto a bucha das estacas de ponta aberta não rompe, os fatores de capacidade de carga são menores para essas estacas do que para as de ponta fechada. Obviamente, após a ruptura, os fatores de capacidade de carga são menores ainda. Entende-se o rompimento da bucha da estaca como sendo a mobilização máxima do atrito existente entre a parede da estaca e a coluna de solo em seu interior.

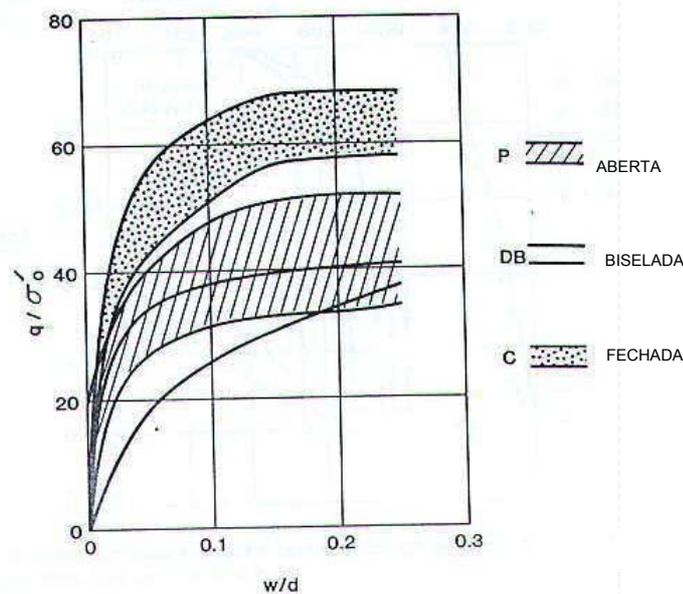


Figura 2.2-3 – Relações q - w normalizadas (O'Neill e Raines – 1991)

Porém, a observação de que o solo da bucha não rompeu, durante a realização dos carregamentos estáticos, sugeriu a realização de carregamentos estáticos adicionais no solo extrudado no interior da estaca que caracteriza a bucha, para investigar a maneira pela qual os esforços são transmitidos da bucha para a parede interna da ponta da estaca.

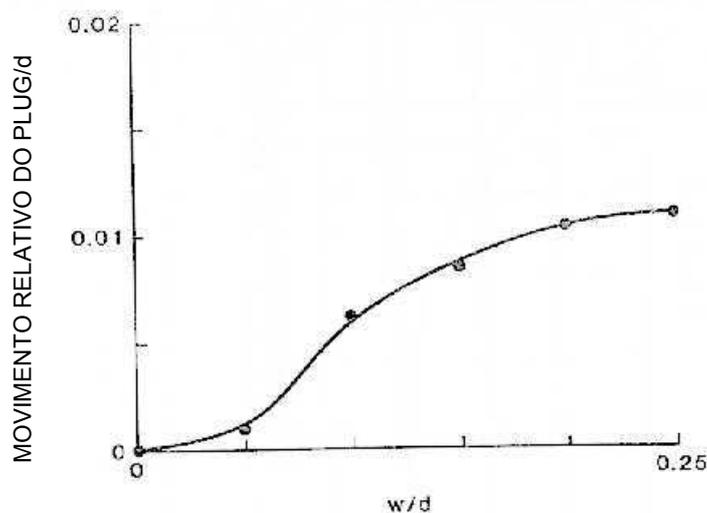


Figura 2.2-4 – Movimento da bucha versus movimento da estaca; Teste de compressão em estaca de ponta aberta (P) (O’Neill e Raines – 1991)

Uma estaca de ponta aberta, biselada, idêntica à utilizada anteriormente nos experimentos foi cravada no solo do interior da câmara da mesma maneira que as anteriores e, após a cravação, foi retirada para ter sua bucha extraída por meio de um cilindro com diâmetro externo igual ao diâmetro interno da estaca. As tensões eram então medidas através da reação da cabeça da estaca e nos “strain gages”. Os resultados são mostrados na figura 2.2-5, para três valores de tensão normal aplicada na base da bucha.

A estaca biselada foi escolhida para esta experiência por ser a que ocasionou menores deformações na bucha presente no interior da estaca durante o processo de cravação.

Na figura 2.2-5, a capacidade da bucha representa sua resistência ao cisalhamento no contato com o interior da estaca, enquanto que a resistência de ponta é o valor correspondente aos ensaios de carregamento conduzidos anteriormente em estacas do mesmo tipo (próximo de 7,5MPa). Pode-se observar da figura que: (1) a maior parte do carregamento foi transferida para um comprimento de três a quatro vezes o diâmetro da estaca a partir do fundo; e (2) a resistência ao cisalhamento da bucha foi de quatro a cinco vezes a resistência de ponta da estaca.

As conclusões a que os autores da pesquisa chegaram foram que as estacas com bucha desenvolvem realmente uma resistência de ponta, ainda que menor que a resistência de ponta de uma estaca totalmente fechada, fato explicado pela compressibilidade do solo que compõe a bucha.

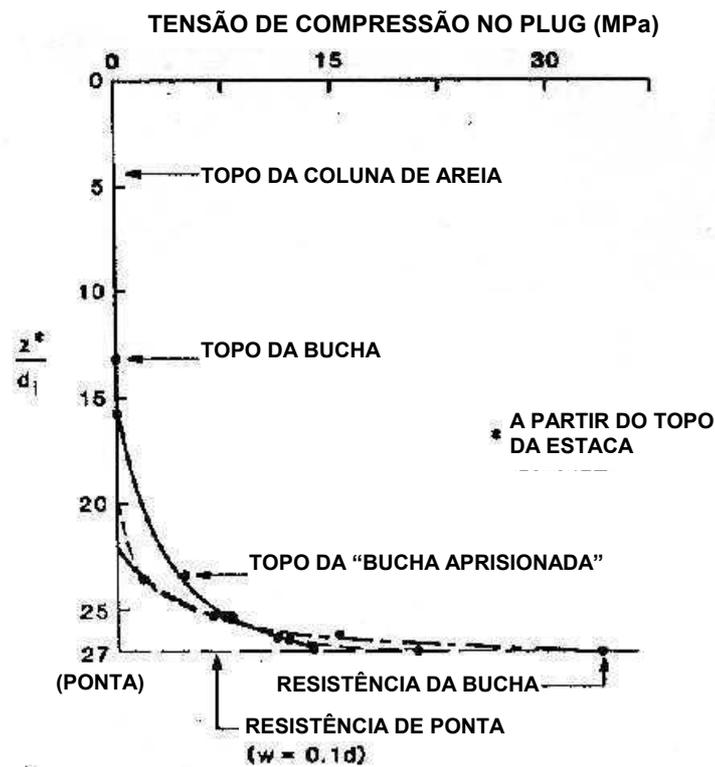


Figura 2.2-5 – Tensão vertical no solo da bucha versus profundidade (O’Neill e Raines – 1991)

Posteriormente os mesmos pesquisadores estudaram os efeitos de mudanças na geometria da ponta da estaca aberta, sem constatar nenhuma alteração significativa, mas observando que a alteração do coeficiente de atrito da parede interna da estaca tem influência significativa no comportamento da bucha. Ou seja, alterando-se o material constituinte da parede interna e conseqüentemente seu coeficiente de atrito, os resultados se alteram.

2.2.2.2 – As pesquisas conduzidas por Kishida e Isemoto (1967 e 1977)

Segundo Kishida, o deslocamento de uma estaca cravada de ponta aberta, submetida a uma carga qualquer, depende do tipo de areia que adentra sua ponta. Mais uma vez a pesquisa foi realizada com areias puras.

Ainda segundo o autor, a idéia de que a areia no interior da estaca funciona como um “plug” rígido não reflete a realidade e a compacidade da areia possui uma forte influência em seu comportamento.

O procedimento experimental para avaliação do comportamento da bucha foi diferente do utilizado por O’Neill e Reese.

Em 1967 foram realizados ensaios em modelos reduzidos, representados por treze estacas com diâmetros entre 10mm e 150mm, com comprimentos de 50cm.

As estacas, de pontas abertas e fechadas, foram cravadas em um tanque de areia.

Kishida verificou que para estacas com diâmetros menores que 75mm, o aumento do comprimento da bucha cessa a partir de um certo valor de penetração.

As estacas com diâmetro superior a 100mm tinham aumento linear da bucha. Esse fenômeno foi atribuído à compactação da bucha no interior da estaca, que seria maior para estacas de menor diâmetro.

Em 1977, outro estudo foi conduzido. Desta vez estacas de cinco diferentes diâmetros, entre 300mm e 1000mm, foram posicionadas verticalmente e preenchidas com areia até uma determinada altura, tomando-se o cuidado para que a areia se depositasse de maneira uniforme. Um disco de aço, previamente colocado na ponta da estaca, foi então puxado para cima. O deslocamento da superfície da areia e do disco, a força para puxar a areia no interior da estaca e a transferência de carga da areia para a parede interna da estaca foram medidos por “dial gauges”, uma célula de carga e “strain gages” do lado de fora da estaca, respectivamente, como mostrado na figura 2.2-6.

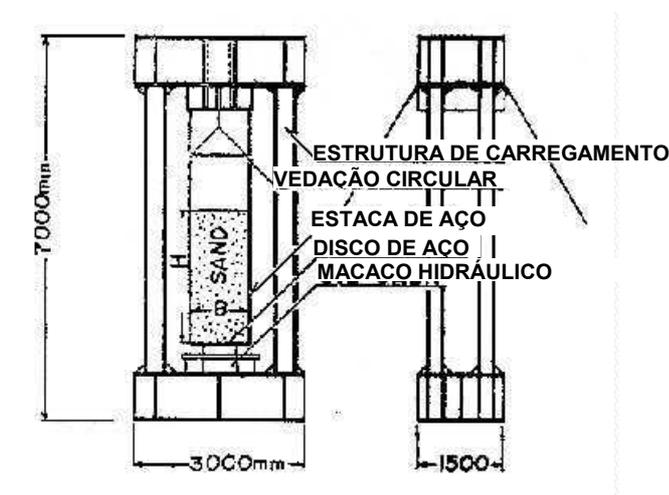


Figura 2.2-6 – Aparato experimental (Kishida – 1977)

As conclusões a que a pesquisa levou foram: (1) a areia existente a uma altura de dois diâmetros da estaca, a partir de seu fundo, apresentou elevada compactidade, e o carregamento necessário para empurrar o plug de areia é suportado principalmente pela resistência ao atrito no contato entre areia e a parede interna da estaca; (2) a areia existente acima da altura de dois

diâmetros da estaca era medianamente compacta, mas essa areia causa um aumento considerável na resistência ao cisalhamento; (3) a resistência ao cisalhamento diminui com o aumento do diâmetro.

2.2.2.3 – As pesquisas conduzidas por Brucy e Meunier (1991)

Foi estudada a formação da coluna de solo no interior de estacas cravadas de ponta aberta, de 70mm e 324mm de diâmetro, em quatro localidades de solo arenoso. A influência da coluna de solo durante a cravação e sob carregamentos estáticos e dinâmicos foi avaliada e discutida. Os seguintes pontos foram enfatizados:

- 1 – As estacas foram preenchidas, ou parcialmente preenchidas, durante a cravação; o grau de aumento de preenchimento, que é a relação entre a penetração da estaca e a penetração da bucha em seu interior, varia como uma função da compactidade do solo e compressibilidade.
- 2 – O grau de aumento de preenchimento está ligado às características do impacto: energia, modo de operação do martelo e massa de queda.
- 3 – A coluna de solo se faz presente durante a cravação através das forças de resistência que surgem nas paredes internas da estaca. A remoção da coluna de solo acarreta uma redução na resistência dinâmica do solo à cravação da estaca.
- 4 – Em contraste aos resultados dinâmicos, os resultados de carregamento estático (compressão e tração) não mudaram com a remoção parcial da coluna de solo. A transferência de carga foi idêntica nos dois casos.
- 5 – O efeito do embuchamento sob carregamento estático foi explicado como um acúmulo de tensões no interior das estacas.
- 6 – As formas de penetração de estaca no solo e suas formas de ruptura são completamente diferentes sob carregamentos estáticos e dinâmicos. Sob carregamentos dinâmicos, a bucha demonstrou ter pouca influência na penetração da estaca, enquanto que para carregamentos estáticos, a resistência de ponta era maior com a presença da bucha.

2.2.2.4 – A pesquisa conduzida por Niyama (1992)

Em tese de doutorado, defendida na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em 1992, Niyama apresentou importante estudo a respeito da formação da bucha em estacas de

ponta aberta, colhendo opiniões de diversos pesquisadores, alguns dos quais já citados na presente dissertação, e apresentando pesquisa própria realizada em modelo reduzido, sem verdadeira escala.

2.2.2.4.1 – Opiniões do autor

Em um dos itens de seu trabalho, Niyama aborda o fenômeno do embuchamento para estacas cravadas de ponta aberta, de aço e de concreto, afirmando que as estacas tubulares de aço dificilmente embucham durante a cravação, embora funcionem embuchadas na solicitação estática.

Mais adiante, o autor afirma que: “no entanto, como já referido anteriormente, os estudos são limitados para o caso de estacas cravadas com a ponta em solos não coesivos. A razão disto é que, na grande maioria dos casos, os solos arenosos costumam representar a camada resistente para o apoio destes tipos de estacas, embora solos residuais também formem outra considerável parcela de casos.”

Em outro trecho, o autor afirma: “Alguns conceitos como “embuchar” ou o fato da estaca de “grande diâmetro” não embuchar, não estão devidamente esclarecidos. Aparentemente, entende-se que o embuchamento é um fenômeno que ocorre quando a penetração interna do solo cessa mesmo com o prosseguimento da penetração da estaca.” Como já salientado anteriormente.

Outro trecho significativo levantado pelo autor é: “Perante carregamento estático, as estacas podem comportar-se de forma embuchada ou não, embora o que prevalece amplamente seria a forma embuchada, mesmo nos casos em que durante a cravação isto não tenha ocorrido.”

E também: “Constata-se que o aspecto do embuchamento só é contemplado pelos métodos utilizados em off-shore, não havendo, aparentemente, tal preocupação nos métodos praticados para dimensionamento de fundações em terra.”

Realmente, como o próprio Niyama afirma, e como se pode observar na bibliografia presente, os estudos de embuchamento estão muito concentrados na área de fundações off-shore, onde a presença de solos arenosos e não coesivos é predominante.

A experiência do autor da presente dissertação, em obras de fundações em terra e em leitos de rios, onde a camada de apoio das estacas tubulares de aço cravadas é constituída na

grande maioria por solos coesivos e mais resistentes, mostra que estacas de grande diâmetro (da ordem de dois metros) embucham já durante a cravação.

Observa-se que na maioria das estacas cravadas desse tipo, é necessária a total retirada do material que se encontra “embuchado” para que a cravação possa prosseguir, caso contrário corre-se o risco de amassar a parede de aço da estaca.

Retirada a bucha, observa-se que a estaca volta a penetrar no solo, parando novamente quando a bucha atinge uma altura considerável em seu interior, tornando necessária nova limpeza.

Como o processo para cravação dessas estacas em terra ou em leitos de rios normalmente é o trecho crítico do cronograma da obra, a medição da bucha durante a cravação, antes e após sua limpeza, quase nunca é realizada, dando razão à afirmação de Niyama de que os dados de embuchamento para esse tipo de obra são muito raros.

Pode-se concluir que, como durante a cravação, em solos coesivos, as estacas tubadas de aço de grande diâmetro cessam sua penetração em determinado momento, mesmo com a aplicação de golpes de martelo de cravação, o solo em seu interior obviamente também cessa sua penetração, donde se conclui que ocorreu o embuchamento.

Assim sendo, é de se considerar o fato de que estacas tubadas de aço, com grandes diâmetros, podem embuchar quando cravadas em solos coesivos.

Obviamente, o comportamento de tais estacas está ligado ao seu diâmetro, espessura da chapa utilizada para sua confecção, tipo de solo em que está sendo cravada, profundidade de cravação etc.

Como bem afirma Niyama, os conceitos ainda não estão totalmente esclarecidos e os dados disponíveis são raros e necessitam de uma maior consideração no futuro.

2.2.2.4.2 – Os ensaios realizados pelo autor

O ensaio com modelos foi realizado através da cravação de estacas de aço e concreto de ponta aberta. As estacas de aço possuíam altura de 210cm e diâmetro de 15,16cm.

A cravação era realizada em areia seca que preenchia um tubo de aço de 63,5cm de diâmetro externo, 61,0cm de diâmetro interno e altura de 139cm, assente sobre uma base de concreto de 10cm de altura. Um dispositivo para promover a cravação dinâmica (martelo tipo queda livre), bem como o capacete dotado de cepo e coxim, foram confeccionados à semelhança daqueles utilizados na prática.

Foram utilizadas uma estaca de aço e uma de concreto, que eram retiradas e cravadas novamente no tubo de aço preenchido de areia, de acordo com as condições desejadas para o ensaio, como será visto adiante.

A programação dos ensaios previu as seguintes atividades, como exposto na tese:

- preenchimento do tubo com areia compactada;
- realização do ensaio de cone e outros ensaios de caracterização;
- retirada e nova colocação de areia (para obtenção da densidade relativa desejada);
- cravação das estacas de aço e concreto;
- provas de carga estáticas convencionais;
- provas de carga estáticas removendo a bucha de solo, instalando um "pistão" interno, simulando a ponta fechada;
- provas de carga estáticas sem a bucha e sem o pistão.

a) PROVA DE CARGA NA ESTACA DE AÇO .

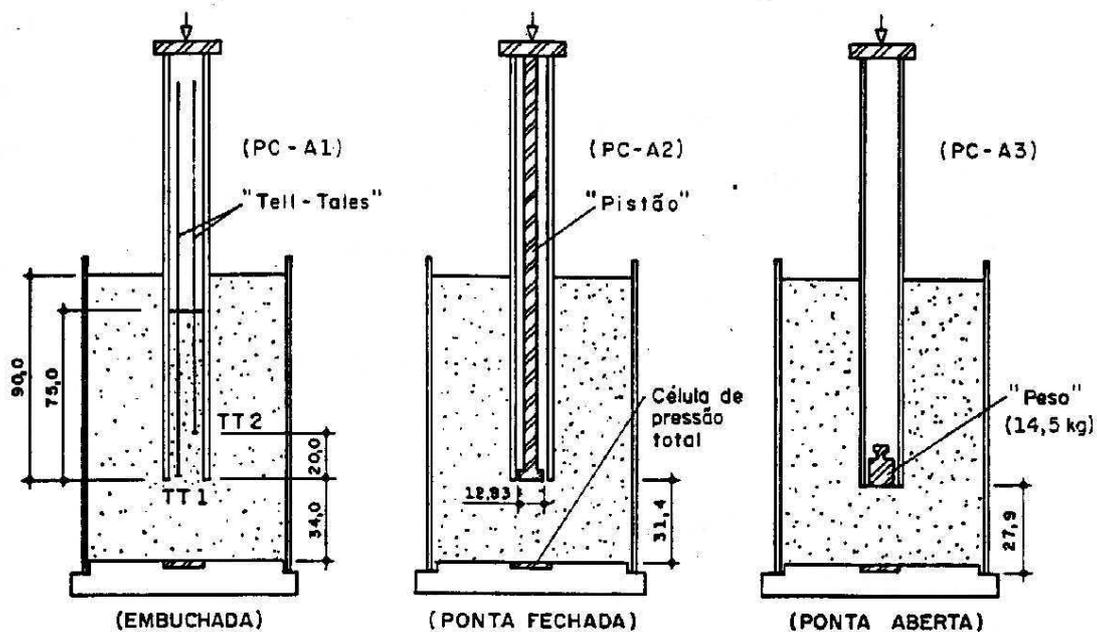


Figura 2.2-7 – Disposição e condição de ensaio nas provas de carga para estacas de aço (Niyama –1992)

Com a instrumentação das estacas, Niyama procurou verificar as diferenças de comportamento dos tipos de estacas estudadas.

2.2.2.4.3 – Conclusões

Após a realização dos ensaios e da comparação com modelos matemáticos, Niyama sugere a aplicação de uma fórmula para a correção da carga de ponta, em estacas de ponta aberta, levando-se em conta o efeito do embuchamento, admitido como resultante do atrito interno solo-estaca.

2.2.2.5 – Os estudos conduzidos por Sovinc (1985)

O autor do artigo, apresentado na International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, em São Francisco, realizou ensaios dinâmicos e estáticos em estacas metálicas tubadas cravadas. As estacas ensaiadas eram dos tipos totalmente aberta na ponta, totalmente fechada na ponta, equipadas com um alargamento na seção da ponta (perfis metálicos soldados na ponta da estaca) e com um disco, com uma abertura circular dentro do tubo.

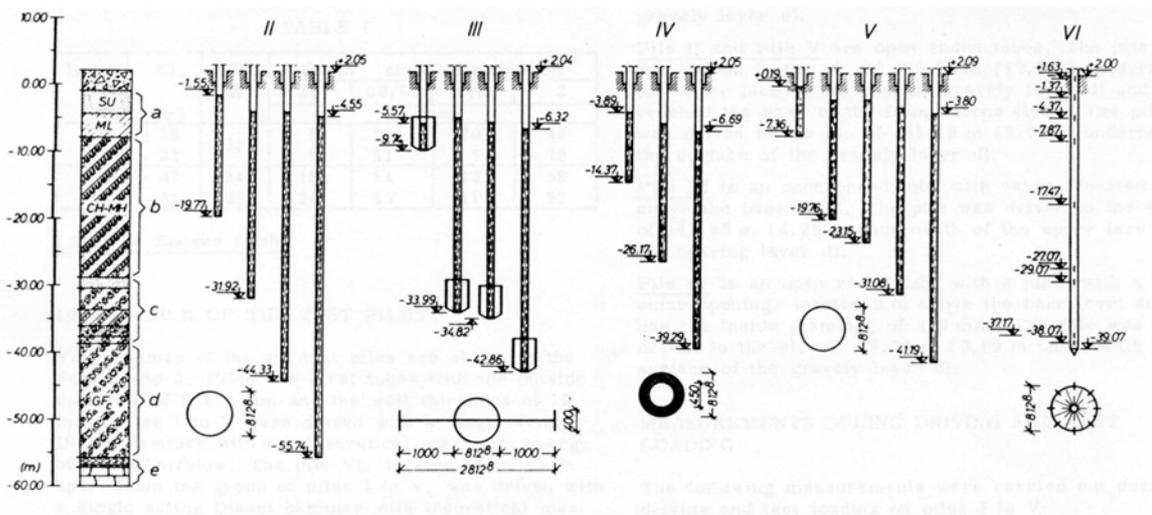


Figura 2.2-8 – Geometria das estacas teste e alturas das buchas nos interiores das estacas II, III, IV e V durante a cravação

O principal objetivo das investigações foi estimar a resistência à cravação e a capacidade de carga de estacas metálicas tubadas, cravadas através de uma camada de 30m de espessura de argila orgânica, muito mole, até uma camada de solo arenoso, como pode ser visto no perfil da figura 2.2-8.

Os esquemas das seis estacas teste utilizadas são mostrados nas figuras 2.2-8 e 2.2-9. As estacas eram constituídas por tubos metálicos, de diâmetro externo de 812,8mm e espessura de chapa de 12mm. As estacas de números I a V foram cravadas através da ação de um martelo Diesel com a máxima energia teórica de 146kNm/golpe. A estaca VI, localizada por volta de 45m de distância das demais, foi cravada através da ação de um martelo Diesel com máxima energia teórica de 115kNm/golpe.

As estacas I e VI eram estacas de ponta fechada, por meio de um cone metálico. A estaca I foi cravada até a elevação $-39,34\text{m}$ (0,74m abaixo da face superior da camada d, que é uma camada com presença de cascalho) e a estaca VI até a elevação $-39,07\text{m}$ (1,90m abaixo da face superior da camada d).

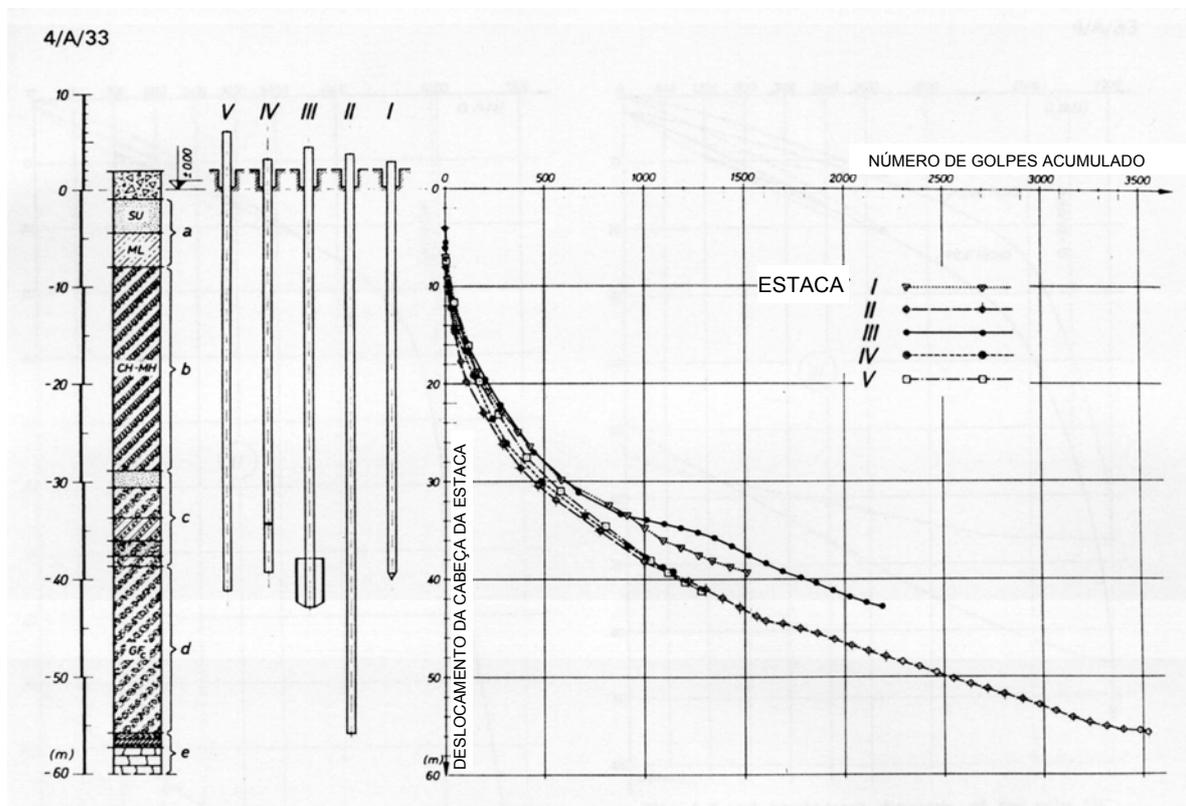


Figura 2.2-9 – Esquema das estacas teste e número de golpes acumulados versus profundidade

As estacas II e V eram estacas de ponta totalmente aberta. A estaca II foi cravada até a elevação $-55,74\text{m}$ (17,14m abaixo da face superior da camada d) e atingiu a base do firme depósito eoceno representado pela camada e. A estaca V foi cravada até a elevação $-41,19\text{m}$ (2,59m abaixo da face superior da camada d).

A estaca III é uma estaca aberta com alargamento da ponta através da solda de perfis metálicos como pode ser visto na figura 2.2-8. Foi cravada até a elevação $-42,86\text{m}$ ($4,26\text{m}$ abaixo da face superior da camada d).

A estaca IV é uma estaca com ponta aberta mas com um disco com abertura circular em seu interior, localizado $5,0\text{m}$ acima do nível da ponta e com diâmetro interno de 450mm . Foi cravada até a elevação $-39,29\text{m}$ ($0,69\text{m}$ abaixo da face superior da camada d).

As seguintes medidas foram tomadas durante a cravação e os ensaios de carregamento nas estacas I a V:

- a) o deslocamento da cabeça da estaca durante a cravação;
- b) o deslocamento da cabeça da estaca durante o carregamento por compressão axial e carregamento cíclico nas estacas II, III e IV;
- c) o movimento para cima da cabeça da estaca durante a tração das estacas I a V;
- d) o movimento da parte superior da estaca durante carregamento horizontal das estacas I e II;
- e) a face superior da bucha localizada no interior das estacas de ponta aberta III e IV; e
- f) o comportamento do solo localizado ao redor da estaca I durante a cravação.

Infelizmente nem todos os dados das medições realizadas constam no artigo, mas o de maior interesse para a presente dissertação estão presentes como será visto adiante.

A estaca VI foi instrumentada com “strain gages” para medidas das tensões de cravação, bem como da transferência do carregamento axial durante os ensaios de carregamento.

A face superior da bucha formada no interior das estacas de ponta aberta II a V durante a cravação foi medida utilizando-se um disco de metal conectado a um dispositivo de medida localizado próximo à cabeça da estaca. Os resultados dessas medidas são mostrados na figura 2.2-8.

As estacas foram submetidas a ensaios de carregamento com cargas controladas após 35 a 44 dias de sua cravação. Na primeira fase o carregamento foi aumentado para 3900kN em 5 passos de carregamento. Os movimentos verticais foram observados em cada passo durante duas horas ou até o aumento de deslocamento da cabeça da estaca se tornar igual ou menor que $0,1\text{mm}$. Após o recarregamento, na segunda fase, o carregamento foi aumentado novamente em passos até o carregamento último ser atingido. Todas as estacas foram carregadas desta forma exceto pela estaca VI. A estaca VI, totalmente instrumentada, foi ensaiada por um diferente procedimento.

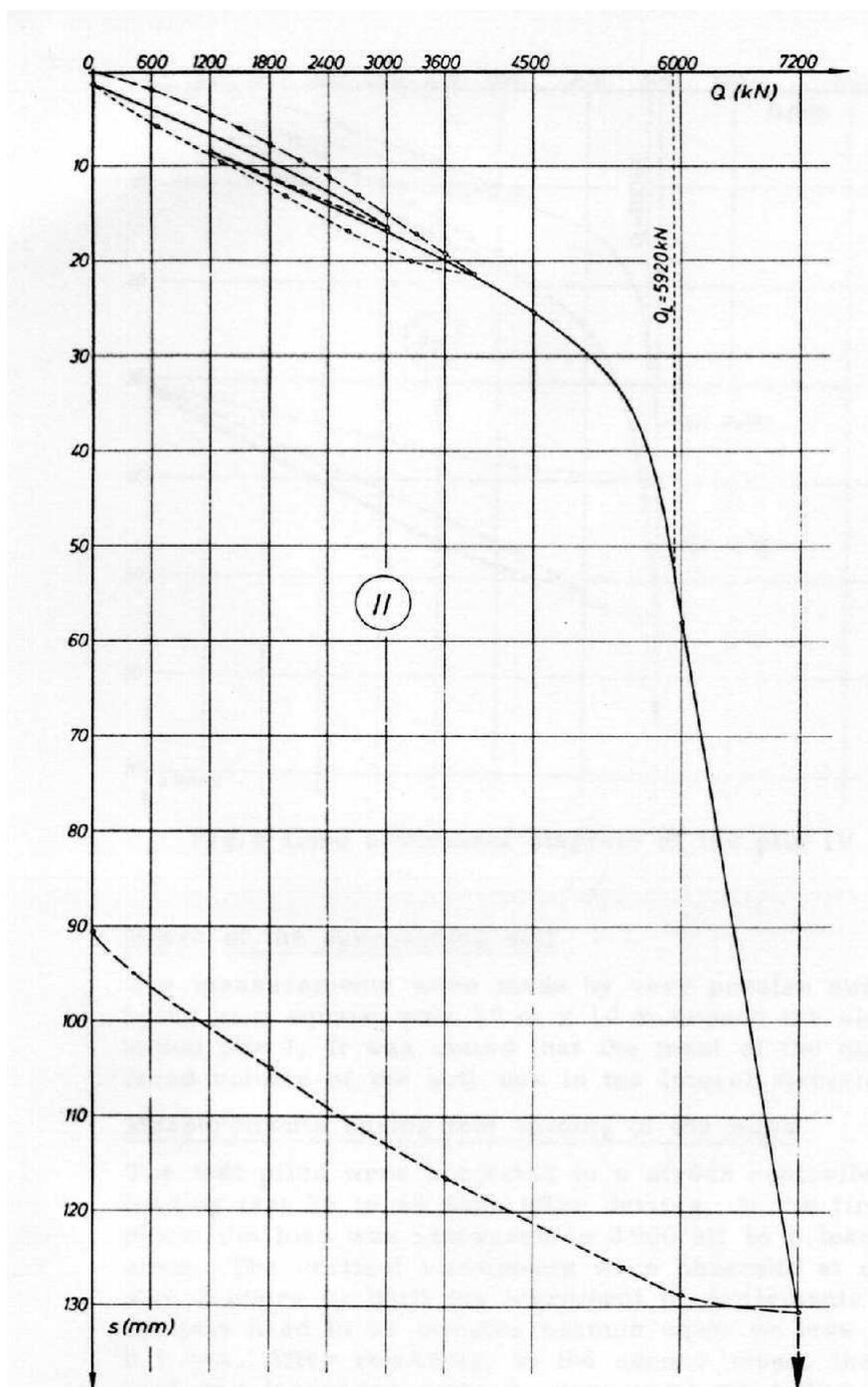


Figura 2.2-10 – Curva tensão-deslocamento para a estaca II

As curvas carga-recalque das estacas II, III, IV e VI são mostradas nas figuras 2.2-10 a 2.2-13. Como as estacas vizinhas eram usadas como reação para a execução dos carregamentos, não foram realizadas provas de carga de carregamento estático nas estacas I e V, localizadas nas pontas e com apenas uma vizinha cada.

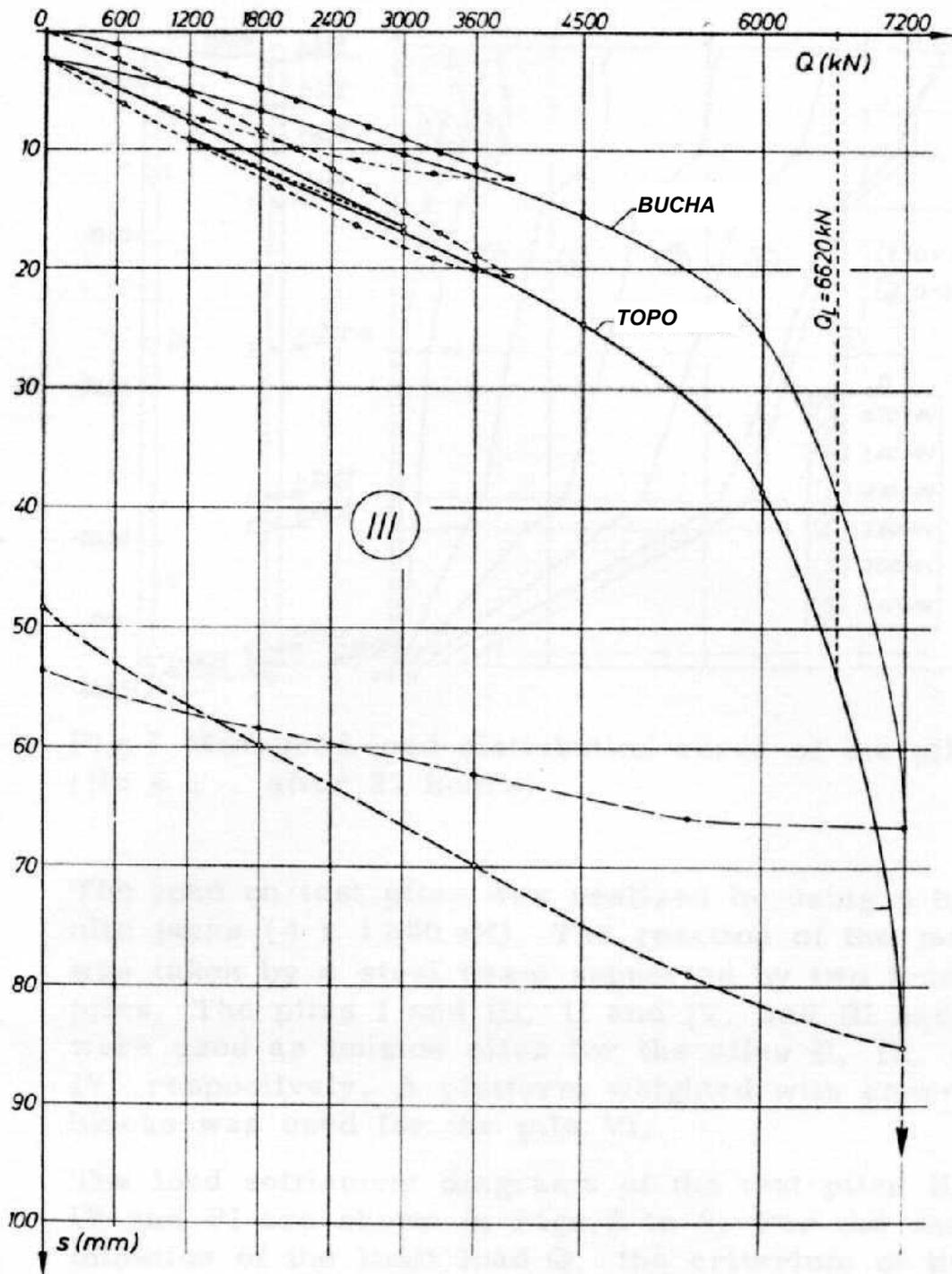


Figura 2.2-11 - Curva tensão-deslocamento para a estaca III

O resultado das medidas da face superior da bucha no interior das estacas de ponta aberta III e IV, durante os ensaios de carregamento, é mostrado nas figuras 2.2-11 e 2.2-12. Segundo o autor, dentro das estacas uma bucha se formou e assim a capacidade de carga das

estacas aumentou consideravelmente. Porém, observa-se que para a estaca IV não houve ganho de capacidade de carga quando comparada à II (estaca de ponta aberta comum).

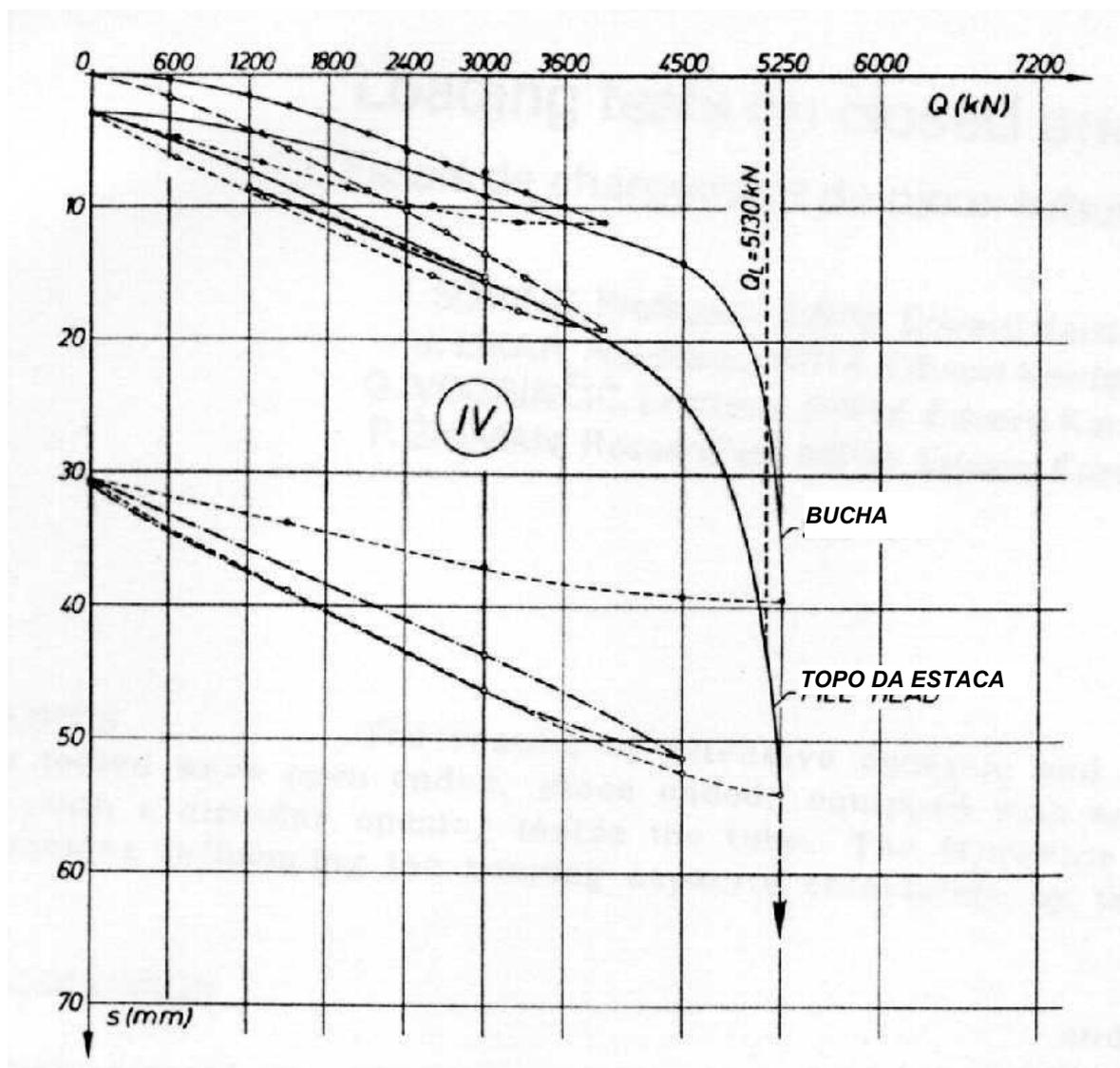


Figura 2.2-12 - Curva tensão-deslocamento para a estaca IV

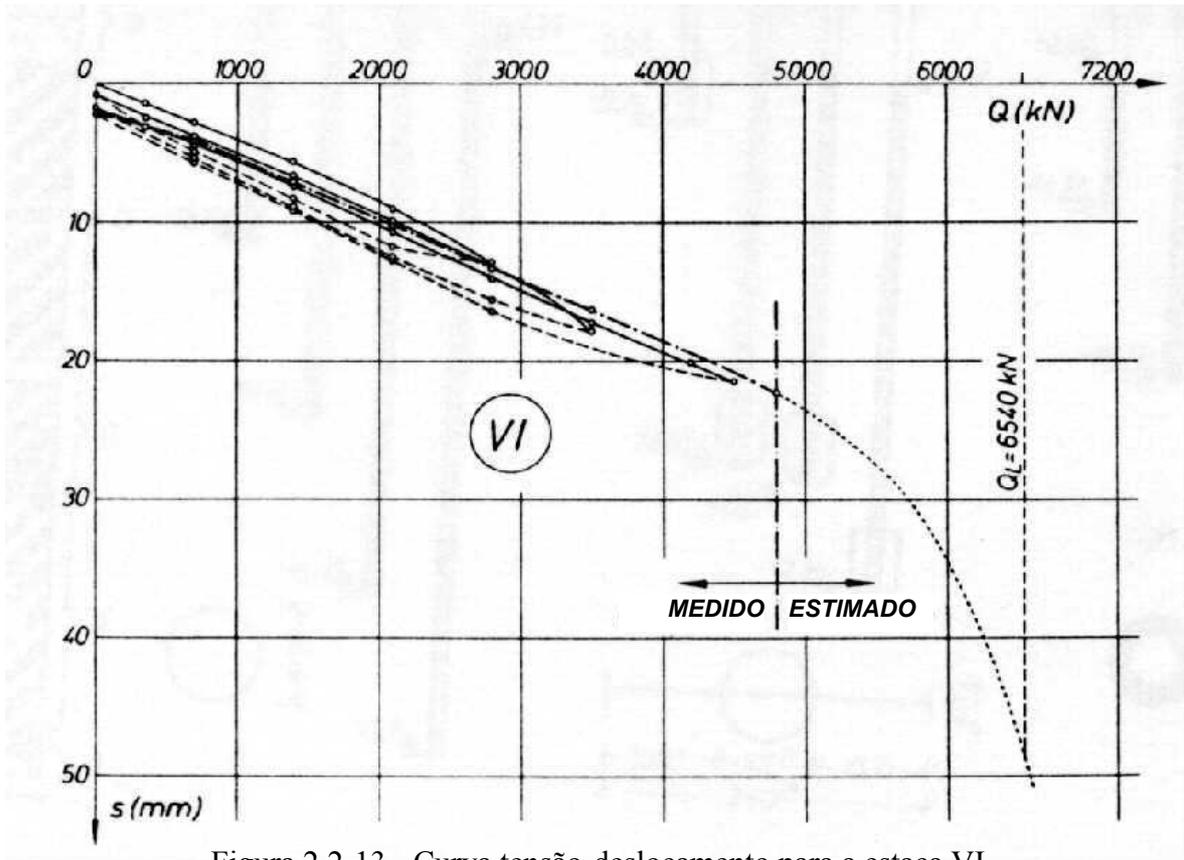


Figura 2.2-13 - Curva tensão-deslocamento para a estaca VI

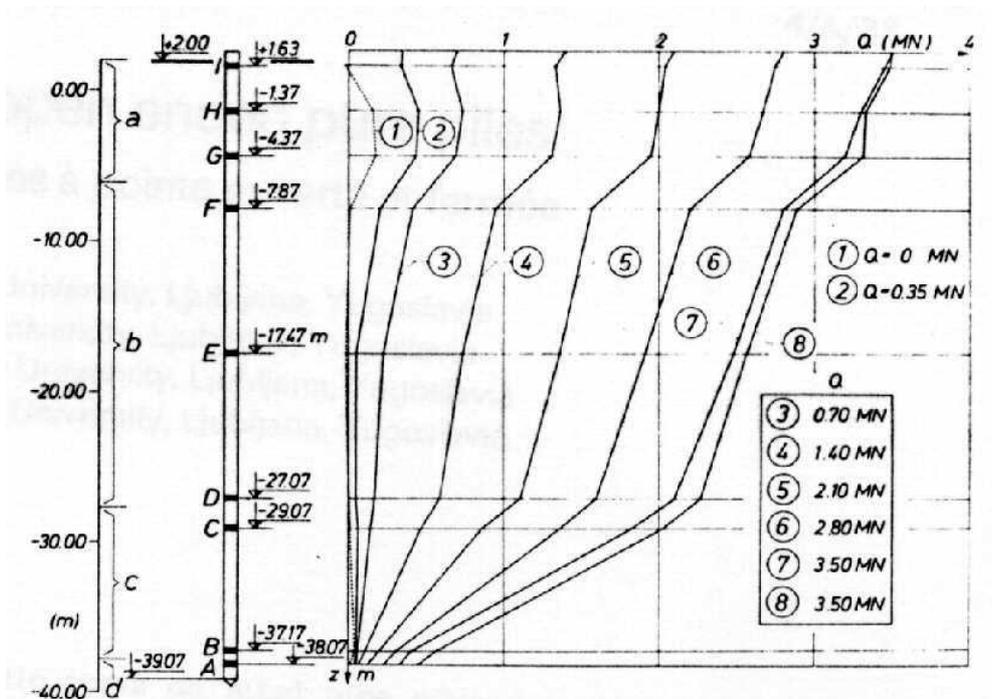


Figura 2.2-14 – Curva de distribuição de carregamento medida para a estaca VI (número 8 após 27 horas)

Usando os resultados das medidas durante a cravação e os ensaios de carregamento da estaca VI, a capacidade de carga estática foi avaliada por meio da equação de onda e do damping ou constantes de amortecimento de Smith. Para atrito lateral e amortecimento da ponta fatores de 0,16s/m e 0,49s/m foram introduzidos, respectivamente. A carga máxima de 5450kN está provavelmente muito próximo dos resultados dos ensaios de carregamento. Para se chegar a uma concordância satisfatória para as cargas máximas medida e calculada para a estaca IV as constantes de amortecimento de Smith tiveram que ser mudadas para 0,03s/m para atrito lateral e 0,10s/m para o amortecimento de ponta.

As conclusões a que o autor do artigo chegou foram:

- A capacidade de carga de estacas metálicas tubadas de ponta aberta, com alargamento da seção externa próxima à ponta ou com um disco com abertura circular em seu interior, pode aumentar consideravelmente.
- Ao se prever a capacidade de carga estática por meio da equação de onda as constantes de amortecimento de Smith devem ser reduzidas para estacas com bucha em seus interiores em comparação a estacas de ponta fechada.

2.3 – Equilíbrio de forças durante o processo de cravação

Será avaliado qualitativamente neste item o equilíbrio das forças atuantes em uma estaca tubada metálica de ponta aberta, logo após a sua cravação, e que tem periodicamente retirada a bucha do seu interior para um maior avanço da cravação.

Inicialmente, após ter sido cravada até seu limite, ou seja, quando o avanço não é mais possível, imagina-se que o equilíbrio de forças se dê de maneira idêntica ou muito semelhante ao de uma estaca cravada de ponta, onde atuam cargas residuais que geram atrito negativo ao longo do fuste, como mostrado na figura 2.3-1, de forma aproximada.

Na realidade, ao se aproximar da ponta, o diagrama de atrito negativo sofre uma leve curvatura, conforme os trabalhos pioneiros de Cooke (1978), confirmados recentemente por Souza e Massad (2002).

A estaca então tem seu interior limpo. Teoricamente, a carga residual de ponta deixa de existir, ou existiria ao longo de uma área muito pequena para ser considerada, que seria a área da espessura da chapa ao longo do perímetro da ponta, praticamente eliminando, desta forma, o atrito reativo naquela região. Assim, o atrito lateral no fuste passaria a agir de forma semelhante ao indicado na figura 2.3-2.

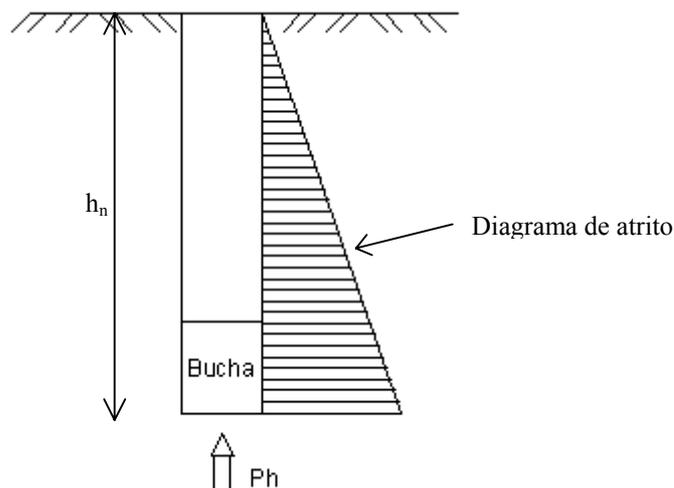


Figura 2.3-1 – Estaca cravada até o limite de avanço sem limpeza da bucha

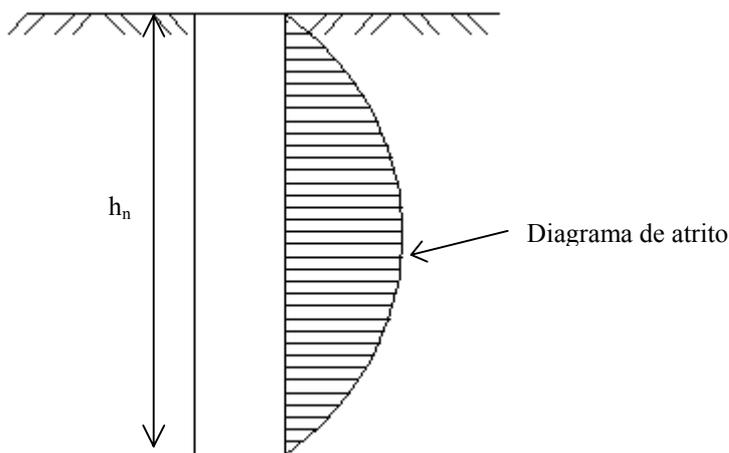


Figura 2.3-2 – Estaca limpa em seu interior (sem bucha)

Como a resistência de ponta diminuiu, a estaca pode então ser recravada, até o momento em que a condição inicial se repete, ou seja, o avanço não é mais possível (figura 2.3-3).

A bucha é então retirada mais uma vez retornando-se à condição da figura 2.3-2.

As figuras mostradas neste item obviamente se referem a uma estaca cravada em material homogêneo e isotrópico, o que se encontra longe da realidade, mas servem para se ter uma idéia de seu comportamento, estando sujeitas às variações impostas por diferenças de camadas, presença de nível d'água etc.

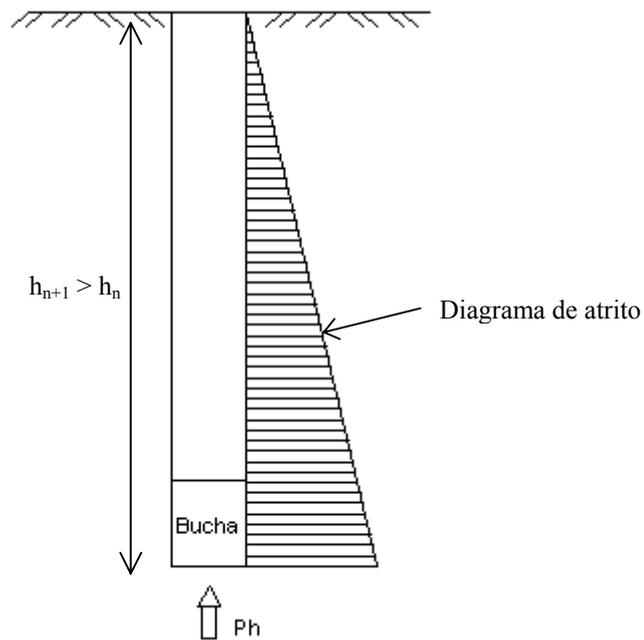


Figura 2.3-3 – Recravação da estaca até o limite de avanço

2.4 – Conclusões gerais da revisão bibliográfica

Realizada a revisão bibliográfica, pôde-se chegar às seguintes conclusões principais:

- o Modelo Matemático baseado nas Leis ou Relações de Cambefort, apesar de ser uma poderosa ferramenta para análise de curvas carga-recalque no topo, é um modelo matemático e, como tal, fruto de idealizações, devendo ser utilizada com discernimento prático, principalmente quando k se situar entre 2 e 10 (estacas intermediárias) e a estaca estiver embutida em material mais resistente, como aconteceu nas provas de carga analisadas;
- o ponto M se aproxima do ponto 4 no caso em que a maior parte do comprimento da estaca se encontra cravada no material menos resistente. Assim, o Método da Parábola, aplicado ao trecho 3-4 da curva carga-recalque, fornece os dados relativos à porção da estaca cravada em material mole, caso uma pequena parte de seu comprimento esteja cravada em material mais resistente. Quanto menos a estaca estiver cravada no material mais resistente, mais o ponto M se aproxima do ponto 4 e melhores os resultados provenientes do Método da Parábola;

- para a determinação do fator μ , a curva da prova de carga, no descarregamento, é de vital importância. Quanto melhor a qualidade da curva no descarregamento, mais confiáveis serão os resultados;
- durante a cravação de uma estaca de ponta aberta é difícil avaliar se o embuchamento ocorreu ou não, já que uma estaca que não apresenta comportamento de embuchada sob carregamento dinâmico, pode apresentá-lo sob carregamento estático;
- estacas de ponta aberta, cravadas em solos arenosos, apresentam tendência a formar buchas de comprimentos maiores do que as cravadas em solos argilosos de mesmo SPT;
- o formato da ponta da estaca, e o material de que é constituída, interferem no comprimento da bucha; e
- estacas cravadas de ponta aberta, quando embuchadas, apresentam comportamento similar ao de uma estaca cravada de ponta fechada, mas não idêntico.

3- Avaliação do desempenho de algumas estacas tubadas na Baixada Santista

3.1 – Descrição e caracterização do solo das regiões a serem estudadas

Como mencionado anteriormente, para se comparar as semelhanças e diferenças de comportamento entre estacas tubadas metálicas de ponta aberta embuchada e ponta fechada, foram utilizadas provas de carga efetuadas, para ambos os casos, na região da Baixada Santista, mais especificamente na área da Cosipa e em Alamoá. Os resultados só poderiam ser comparados se as estacas em questão se encontrassem cravadas em perfis geológicos semelhantes, como será mostrado a seguir.

Estas mesmas estacas já foram analisadas por Massad (1992, 1993 e 1995), num outro contexto: a preocupação era com a validação do modelo matemático desenvolvido por este autor e que está sendo empregado nesta pesquisa. Além disso, empregou procedimentos um tanto diferentes dos adotados nesta pesquisa, que serão descritos mais adiante.

3.1.1 – Características gerais dos sedimentos da Baixada Santista e sua distribuição

Sondagens da região, analisadas por Massad, permitiram caracterizar os diversos sedimentos que ocorrem na Baixada Santista e conhecer a sua distribuição em sub-superfície.

Areias Pleistocênicas e Holocênicas, que afloram na superfície, constituem terraços alçados de alguns metros com relação ao nível do mar.

Dentro de um contexto mais amplo, que envolve toda a Baixada Santista, as argilas marinhas foram classificadas da seguinte forma (Massad, 1985):

- Argilas de Manguesais, de deposição recente, com SPT's nulos;
- Argilas de SFL (Sedimentos Flúvio-Lagunares), que se depositaram no Holoceno, a partir de sete mil anos atrás, com SPT entre 0 e 2 golpes; são em geral solos levemente sobre-adensados, exceto em locais de ação eólica, como é o caso na ilha de Santo Amaro; e
- AT's (Argilas Transicionais), misto de solos continentais e marinhos, depositados durante o Pleistoceno, o outro período do Quaternário; são solos muito sobre-adensados, com pressões de pré-adensamento que podem atingir valores da ordem de 300 a 500kPa, e com SPT's acima de 5, podendo atingir 25 golpes ou mais.

a) Sedimentos Pleistocênicos

As areias Pleistocênicas constituem terraços alçados de seis a sete metros em relação ao nível atual do mar, na Baixada Santista, com bom desenvolvimento em Cananéia e Santos. Superficialmente, essas areias são amareladas, tornando-se de cor marrom, ou marrom escuro a preta, em profundidade, face à impregnação com matéria orgânica.

As camadas de argila média a rija, situadas abaixo dos 20-25m de profundidade, às vezes 15m, em toda a região oeste do Lago do Caneú, incluindo Alamoia e o Casqueiro, são resquícios das AT's. foram também constatadas a leste, na Ilha de Santo Amaro e mesmo em partes da cidade de Santos: a profundidades de 30-40m encontraram-se fortes indícios da presença das AT's. Estas camadas de AT's aparentam ser mais uniformes e homogêneas, numa macro escala, quando comparadas com os outros sedimentos. A presença de folhas vegetais carbonizadas e de nódulos de areia quase pura, quando argilosas, ou bolotas de argilas, quando arenosas, parecem ser algumas marcas distintivas das AT's.

b) Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL)

Os terraços de areias holocênicas ocorrem entre o mar e os terraços de areias pleistocênicas, por vezes separados através de paleolagunas holocênicas. Apresentam grandes extensões nas regiões de Santos e Praia Grande. Não se apresentam impregnados por matéria orgânica, mas revelam a ação de dunas inativas e ativas, particularmente em Samaritá e na Ilha de Santo Amaro, na Baixada Santista. Fato interessante refere-se a contato, na forma de um vale, entre areias fofas e compactas, detectado na Via dos Imigrantes, Ilha de S. Vicente, próximo ao Largo da Pompeba.

As argilas de SFL mostram, por vezes, características de homogeneidade e uniformidade, com a entremeação de camadas de areia contínuas, com espessuras constantes. A palavra encontrada para descrever essa feição foi “calmaria”. Regiões de “calmaria” são encontradas, por exemplo, na Ilha de Santo Amaro, onde a erosão que antecedeu a Transgressão Santos atingiu até o topo rochoso e, posteriormente, com o advento deste último episódio, deve ter-se formado uma grande baía ou laguna, onde foram depositados os sedimentos, pode-se dizer, em águas paradas.

Outras vezes, os SFL apresentam-se com acentuada heterogeneidade, com distribuição caótica, como na Ilha de Santana ou Candinha, consequência de um retrabalhamento dos sedimentos pleistocênicos provocado pela Transgressão Santos. Nos vales de rios como os de Mogi e Piaçaguera, onde se localiza a Cosipa, existem sedimentos que aparentam “calmaria” e, outros, deposição em ambientes “conturbados”, mostrando interdigitação, provavelmente devido à proximidade da rede fluvial.

Constatação digna de nota, é que, ao longo do Canal do Porto até o Largo do Caneú, em locais como Alamoia, Saboó, Macuco e Conceiçãozinha, os solos apresentam-se mais arenosos, o que se reflete nos índices de compressão, mais baixos, e nas densidades naturais, mais elevadas.

Finalmente, como já mencionado, as argilas que ocorrem na cidade de Santos aparentam terem sido depositadas há sete mil anos. Elas ocorrem sob camada de areia regressiva, provavelmente com idade de cinco mil e cem anos.

c) Mangues

Os mangues, sedimentados sobre os SFL, nas margens e fundos de canais, braços de marés e da rede de drenagem, podem apresentar, por vezes, alternâncias, de forma caótica, de argilas arenosas e areais argilosas, com consistência de vaza.

3.1.2 – Alamoia

Teixeira (1988), apresentou estudo relativo a provas de carga efetuadas na região da Baixada Santista, precedendo a uma análise do solo dos locais envolvidos, dentre os quais o da região de Alamoia. A área se situa na estrada Cubatão-Santos, mais próxima a Santos, onde se encontram diversos parques de tanques da Petrobrás, da CODESP e de empresas privadas.

As principais características mencionadas por Teixeira são:

- Os índices SPT são mensuráveis a partir da profundidade de 15m, apresentando uma tendência de crescimento linear até a profundidade de 30m, após a qual tem-se sedimentos arenosos;
- Há uma grande dispersão das determinações do peso específico natural, porém, mesmo assim, tem-se uma tendência geral do seu crescimento com a profundidade.

- Granulometricamente nota-se, até a profundidade de 20m, uma propensão de um teor médio de argila de 26% e um aumento do teor de areia de 20% para cerca de 60%. Abaixo daquela profundidade há uma constância tanto para o teor de argila (50%) como de areia (25%);
- Os resultados dos ensaios de palheta, com determinações das resistências ao cisalhamento de pico não drenada e amolgada, mostram tendências de crescimento linear com a profundidade. Tais ensaios permitem classificar a argila como sendo sensível, passando de uma sensibilidade de 4 à superfície para 8 a uma profundidade de 30m;
- A pressão de pré-adensamento apresenta uma correlação de variação linear crescente com a profundidade.

3.1.3 – Área da COSIPA (Piaçaguera)

Assim como para a área de Alamoia, Teixeira (1988) apresenta em seu trabalho algumas características do solo da região da COSIPA, sendo as principais:

- O peso específico natural do solo aumenta linearmente com a profundidade;
- Resistência ao cisalhamento não drenada também crescente com a profundidade.

Além do trabalho de Teixeira (1988), Rottmann (1985), também apresenta informação de interesse:

- O SPT é mensurável a partir de uma profundidade de aproximadamente 20m;

3.1.4 – A influência da história geológica da região

Massad (1990), analisou casos de provas de carga em estacas flutuantes, instaladas nos sedimentos quaternários da Baixada Santista, que apresentaram capacidades de carga diferentes em função de sua origem geológica.

Os estudos revelaram que os Atritos Laterais Unitários praticamente independem do comprimento das estacas, sendo função da história geológica dos sedimentos, em especial, da proporção das argilas de SFL (Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías, Holocênicas) em relação às AT (Argilas Transicionais, Pleistocênicas) no perfil geológico.

Foi constatada a importância da origem geológica no Atrito Lateral Unitário através do fato que, para as AT's, seu valor pode ser 4 vezes maior ao associado às argilas de SFL.

3.2 – Comparação entre as regiões estudadas e dados das provas de carga

Para que as provas de carga realizadas nas regiões de Alamoia e da COSIPA possam ser comparadas, é necessário que haja uma semelhança entre as características de seus solos. Como enfatizado por Massad (1990), as origens geológicas são as mesmas, sendo as camadas de argila marinha encontradas pertencentes ao mesmo período e formação. Mas outras características são importantes, como a relação entre a espessura da camada de argila e os comprimentos das estacas e seus diâmetros. Além disso, como enfatizado por Massad (1999), na região de Alamoia encontra-se uma camada de AT logo abaixo da de SFL, enquanto que na região da COSIPA isso não acontece. Todas as estacas estão embutidas em solos mais resistentes, mas com uma diferença:

- a) para a área da Cosipa, estes solos são residuais (siltes arenosos); e
- b) para Alamoia, são sedimentos arenosos.

A tabela 3.2-1 apresenta a relação das estacas analisadas, com outros dados relevantes, extraídos do Anexo I.

Atente-se para o fato de h_1 ser a espessura das argilas de SFL, para a área da Cosipa, e das argilas de SFL somadas às de AT, para Alamoia.

Tabela 3.2 - 1 – Comparação entre dados disponíveis das regiões das provas de carga a serem estudadas

Local	Prova de carga	Diâmetro da estaca (cm)	Comprimento cravado da estaca (m) - h	Altura da camada de argila (m) - h_1	h_1/h	Média h_1/h	SPT na ponta	solo na ponta	distância sondagem/estaca (m)
COSIPA	PC-3	35,56	28,00	20,45	0,73	0,76	15	seixos + silte arenoso	3,00
	PC-4	35,56	31,50	18,45	0,59		41	seixos + silte arenoso	>120
	PC-6	35,56	31,50	21,50	0,68		35	silte arenoso	>40
	PC-7	35,56	34,60	28,69	0,83		31	silte arenoso	9,20
	PC-8	35,56	27,50	21,50	0,78		37	silte arenoso	>60
	PC-9	35,56	33,90	28,00	0,83		15	silte arenoso	6,80
	PC-10	35,56	26,00	23,30	0,90		13	rocha branda	1,00
Alamoia	E-13	46,00	45,00	30,00	0,67	0,66	55	areia	
	E-20	46,00	45,80	31,20	0,68		53		
	E-61	35,50	44,10	28,30	0,64		37	areia	
	E-164	35,50	41,50	27,30	0,66		23	areia	
	E-140	40,50	45,20	28,40	0,63		28		
	E-237	40,50	46,90	33,00	0,70		37		

Da tabela 3.2-1 pode-se observar que:

- Os diâmetros das estacas têm valores muito próximos em ambos os casos (estaca de ponta fechada e estaca de ponta aberta);
- A diferença entre as médias das relações de h_1 com h é da ordem de 15% a mais para as estacas da área da COSIPA, mas em alguns casos as provas de carga da COSIPA possuem essa relação com valor igual ou inferior aos das estacas de Alamoia e;
- Os valores de SPT dos solos das pontas das estacas, apresentam a mesma ordem de grandeza, apesar da heterogeneidade no tipo de solo, citada acima.

Tendo sido expostas e comparadas as origens e características dos solos das duas regiões, acredita-se que um estudo comparativo entre as provas de carga ali realizadas, objeto de interesse, é perfeitamente válido no que diz respeito às semelhanças de uma região para com a outra.

3.3 - Análise das provas de carga

Com base no modelo matemático apresentado no capítulo 2, item 2.1, procedeu-se à análise das provas de carga propriamente ditas. A dificuldade em se gerar relatórios plenamente confiáveis, quando se realiza uma prova de carga em uma estaca, é ponto passivo no meio. Assim sendo, algumas considerações e hipóteses tiveram de ser feitas para que a análise pudesse seguir um padrão a ser utilizado para todas as provas de carga.

O principal ponto a ser considerado é que a obtenção do fator μ , objeto de maior interesse das análises, depende da curva obtida durante o descarregamento da prova de carga. Infelizmente, o descarregamento não é realizado de forma tão criteriosa quanto o desejado na grande maioria dos casos, além do que, o número de pontos é restringido. Maior atenção é dada ao carregamento, já que é através desse estágio que os métodos tradicionais chegam à carga de ruptura, dado de maior interesse quando se realiza a prova de carga, e por muitas vezes a razão de sua realização.

3.3.1 – Características importantes

Uma descrição das provas de carga estudadas se faz necessária, para que o contexto e as hipóteses adotadas posteriormente se tornem mais claras.

3.3.1.1– Cosipa

Os resultados das provas de carga da região da COSIPA, apresentados no Anexo I, foram extraídos da dissertação de mestrado de Rottmann (1985). Coincidentemente, as características das provas de carga selecionadas pelo autor se ajustam perfeitamente às procuradas para a realização da presente dissertação, exceto pelo fato de que algumas estacas, por serem mistas, tinham um segmento inicial de concreto, com comprimento muito significativo quando comparado ao comprimento total. Este fato poderia falsear a obtenção de K_r , já que essas estacas apresentariam rigidezes diferentes, imersas em materiais de consistência e características diversas.

O conjunto de provas de carga selecionadas, realizadas entre fins de 1979 e princípios de 1980, refere-se a estacas-tubos de aço, com 14” de diâmetro e 9mm de espessura. Todas as provas de carga foram levadas à ruptura. Como salientado por Rottmann em sua dissertação, as estacas com segmento inicial variado não apresentaram qualquer comportamento diverso notável com relação às demais.

Outras informações importantes são:

- as cargas de ruptura se encontram preponderantemente entre 1000kN e 2000kN;
- parte das sondagens (PC – 04, 06 e 08) não são representativas devido a seu grande afastamento da prova de carga correspondente, apesar de todas deverem ser analisadas com cuidado;
- Rottmann considerou, em sua dissertação, que as estacas cuja ruptura se encontrava próxima ao limite inferior de 1000kN, se comportaram como flutuantes ou não embuchadas, com ruptura no solo, enquanto as que apresentavam valores de ruptura próximos ao limite superior de 2000kN, se comportaram como estacas de ponta, portanto, embuchadas. Em algumas estacas, Rottmann considerou que houve escoamento do aço (por exemplo, Cosipa 9 e Cosipa 10 – ver Anexo I, figuras AI-16 e AI-19), perante a hipótese de excentricidades da carga em relação ao seu eixo vertical.

As estacas se encontram, na maioria, com trecho inicial cravado em aterro de baixo SPT, seguida por camada de argila orgânica, também com SPT baixo, de aproximadamente 20m de espessura.

Logo abaixo da camada de argila orgânica, observam-se camadas de areia e de blocos de rocha com seixos rolados, atravessadas por todas as estacas.

As pontas das estacas encontram-se assentadas em solo residual, normalmente silte arenoso.

3.3.1.2 - Alamoia

Infelizmente, apenas três provas de carga das apresentadas por Danziger (1980) na revista Solos e Rochas, foram levadas até o fim, com o descarregamento completo. Dessas três, apenas uma, Alamoia 13, foi levada à ruptura.

O terreno presente na região das provas de carga se caracteriza por apresentar uma camada de aterro, de 1,20m de espessura média, sobrejacente a espessa camada, com cerca de 25m, de argila orgânica de baixa consistência, do tipo SFL. Em quase todas as sondagens (ver Anexo I, figuras AI-22, AI-23 e AI24), intercaladas com a camada de argila mole, observam-se camadas de areia argilosa e/ou siltosa, com espessuras variando entre 2,0m e 4,0m.

Na figura AI-22, extraída de Danziger (1980), no Anexo I, observa-se a presença de camada de argila SFL de espessura variando entre 20m e 25m, bem como a presença de camada de argila AT com espessura variando entre 5m e 10m.

O assentamento das estacas encontra-se em camada de areia compacta.

As estacas possuem em média 40m de comprimento. Todas são tubadas de aço, preenchidas com concreto durante a cravação, e de ponta fechada. A espessura das chapas utilizadas variava entre 8,0mm e 9,5mm, enquanto que o diâmetro oscilou entre 355mm e 460mm.

3.3.2 – Dados de interesse

Como já mencionado, o principal dado a ser obtido, utilizado como referência para comparação entre as estacas de ponta fechada e ponta aberta embuchada, é o fator μ . Mas, para que as provas de carga apresentadas sejam corretamente estudadas, outros parâmetros devem

ser obtidos, de maneira a consolidar a análise e torná-la confiável. Estes demais parâmetros também indicarão se uma determinada prova de carga pode ser considerada significativa para a comparação planejada, ou se deve ser descartada.

Para a obtenção dos parâmetros desejados, os seguintes dados iniciais são necessários:

- a) Diâmetro da estaca (D);
- b) Área da ponta (A_p), sendo, no caso de estaca embuchada, a área da seção geométrica da ponta e, no caso de estaca não embuchada, a área de aço;
- c) Comprimento cravado (h);
- d) Comprimento cravado em argila marinha (SFL para a área da Cosipa e SFL+AT, para Alamoia) (h_1); e
- e) Rigidez da estaca como peça estrutural (K_r).

Eles dependem única e exclusivamente das dimensões da estaca, do material que a constitui e do terreno em que está cravada. Após a análise das provas de carga, chega-se aos dados intermediários, de maior interesse:

- a) Atrito lateral na ruptura, correspondente ao trecho de estaca cravado na camada superficial de argila marinha, majorado pela presença das cargas residuais na ponta ($\mu A l_{r1}$);
- b) Atrito lateral na ruptura ao longo de toda a estaca, majorado pela presença das cargas residuais na ponta ($\mu A l_r$);
- c) Atrito lateral na ruptura, correspondente ao trecho de estaca cravado na camada de solo mais resistente, majorado pela presença das cargas residuais na ponta ($\mu A l_{r2}$);
- d) Carga de ruptura da estaca (Q_{rupt}), caso não tenha ocorrido ruptura, será indicado o valor máximo da carga ($Q_{m\acute{a}x}$);
- e) Carga de ruptura na ponta (Q_{pr});
- f) Deslocamento necessário para se atingir o esgotamento do atrito lateral da estaca, majorado pela presença das cargas residuais na ponta (μy_1);
- g) Deslocamento correspondente ao início da plena mobilização da ponta da estaca, na curva carga recalque do topo da prova de carga (y_{04}); e
- h) Coeficiente angular da reta aproximada para o trecho 4-5, na curva carga-recalque do topo da prova de carga (d_2).

Com esses dados, pode-se chegar aos parâmetros de resistência de maior interesse da estaca, e compará-los, para averiguar sua validade:

- a) Relação entre a carga residual na ponta e o atrito lateral na ruptura (μ), expressão (9);
- b) Atrito lateral unitário máximo no trecho de estaca cravado em argila marinha (SFL para a área da Cosipa e SFL+AT, para Alamoia) ($f_{\text{máx}}^{(1)}$);
- c) Atrito lateral unitário máximo no trecho de estaca cravado em material mais resistente ($f_{\text{máx}}^{(2)}$);
- d) Coeficiente da reta da segunda Relação de Cambefort, multiplicado pela área da ponta (RS_p); e
- e) Resistência de ponta da estaca (R_p).

3.3.3 – Roteiro para a obtenção dos dados

Após listados os dados de maior interesse para a presente análise das provas de carga, é conveniente mostrar como eles foram obtidos, fazendo-se referência às fórmulas e aos conceitos apresentados anteriormente, através da tabela 3.3-1.

Tabela 3.3-1 – Roteiro para obtenção dos dados

Item	Parâmetro	Forma de obtenção	Referências
1	D, A _p , h, h ₁	Dados das provas de carga	
2	K _r	Dados das provas de carga, com E dado pelas referências	E _{aço} = 210GPa E _{conc} = 0,85.5600.√f _{ck} = 18GPa
3	μ.AI _{r1} e μ.y ₁	Método da parábola aplicável ao trecho 3-4 do carregamento	Expressões 39-a e 39-b
4	AI _{r1}	Método da parábola aplicável ao trecho 7-8 do descarregamento	Expressões 39-a e 39-b
5	μ	Relação entre μ.AI _{r1} e AI _{r1}	$\mu = \frac{\mu AI_{r1}}{AI_{r1}}$
6	μ.AI _r	Método gráfico das duas retas	Figura 2.1-7
7	μ.AI _{r2}	Por diferença entre μ.AI _r e μ.AI _{r1}	μ.AI _{r2} = μ.AI _r - μ.AI _{r1}
8	Q _{rupt} ou Q _{máx}	Por inspeção visual.	
9	Q _{pr}	Por diferença	Q _{pr} = Q _{rupt} - AI _r
10	y ₀₄	Diretamente pela expressão 19-b	Expressão 19-b
11	d ₂	Coefficiente da reta aproximada para o trecho 4-5 no carregamento	-
12	f _{máx} ⁽¹⁾	Razão entre AI _{r1} e a área lateral da estaca cravada em argila mole.	$f_{máx}^{(1)} = \frac{AI_{r1}}{\pi.D.h_1}$
13	f _{máx} ⁽²⁾	Razão entre AI _{r2} e a área lateral da estaca cravada em material mais resistente.	$f_{máx}^{(2)} = \frac{AI_{r2}}{\pi.D.h_2}$
14	R.S _p	Diretamente pela expressão (29)	Expressão (29)
15	R _p	Razão entre Q _{pr} e A _p	$R_p = \frac{Q_{pr}}{A_p}$

3.3.4 – Procedimentos adotados nas análises realizadas

Com base no roteiro delineado no item 3.3.3, foram realizadas as análises das provas de carga, como mostrado nas planilhas e tabelas anexas.

Os procedimentos adotados para as análises estão indicados, implicitamente, na Tabela 3.3-1, ou seja:

- Método da parábola, trecho 3-4 do carregamento, para a obtenção de μ.AI_{r1} e μ.y₁;
- Método da parábola, trecho 7-8 do descarregamento, para a obtenção de AI_{r1}, com o que foi possível determinar μ; e

- Método gráfico das duas retas para o trecho 4-5, resultando o valor de $\mu \cdot A_{lr}$ e, portanto de A_{lr} .

Adotou-se a relação parabólica (item 2.1.4), ao invés da relação exponencial (item 2.1.5) após algumas tentativas de cálculo que revelaram uma melhor consistência nos resultados para a primeira relação. Além disso, os valores de k obtidos, a serem mostrados na tabela 3.3–3, revelam que todas as estacas, com exceção de Cosipa 4, situam-se em uma posição intermediária nos limites para determinar se trata-se de uma estaca longa ou curta, sendo que a exceção, Cosipa 4, está no intervalo de k para estacas longas.

Foi feita também a tentativa de aplicar o Método Gráfico das Duas Retas no descarregamento, que se revelou infrutífera, pelos motivos comentados anteriormente.

Apesar das estacas Cosipa 4, 7 e 8 terem seus valores de carga de ruptura próximos a 1000kN e, portanto, terem sido consideradas como estacas que não embucharam durante a cravação, seguiu-se os mesmos procedimentos das demais, visando mais uma vez à padronização das análises, como também ter um termo de referência. Como será observado adiante, o valor de μ para essas estacas foi considerado como sendo igual a 1, fato este que se mostrará perfeitamente justificável quando da análise dos resultados.

3.3.5 – Resultados

Realizadas as análises constantes nas planilhas anexas, foram construídas as seguintes tabelas, para uma melhor visualização dos resultados:

Tabela 3.3 - 2 - Dados geométricos para as provas de carga estudadas

Primeiro grupo - ponta fechada

Região	Estaca	D (cm)	A_p (cm ²)	h(m)	h_1 (m)	K_r (kN/mm)
Alamoia	13	46	1.662	45,00	30,00	124
Alamoia	61 (*)	36	990	44,10	28,30	78
Alamoia	164 (*)	36	990	41,50	27,30	83

(*) provas de carga interrompidas prematuramente

Segundo grupo - embuchadas

Região	Estaca	D (cm)	A_p (cm ²)	h(m)	h_1 (m)	K_r (kN/mm)
Cosipa	6	36	993	31,50	21,50	69
Cosipa	9	36	993	33,90	28,00	64
Cosipa	10	36	993	26,00	23,30	84

Terceiro grupo - não embuchadas

Região	Estaca	D (cm)	A_p (cm ²)	h(m)	h_1 (m)	K_r (kN/mm)
Cosipa	4	36	104	31,50	18,45	69
Cosipa	7	36	104	34,60	28,69	63
Cosipa	8	36	104	27,50	21,50	79

Tabela 3.3 - 3 - Dados obtidos após análise

Primeiro grupo - ponta fechada

Região	Estaca	$\mu.A_{l_{r1}}$ (kN)	$2.A_{l_{r1}}$ (kN)	$\mu.A_{l_r}$ (kN)	$\mu.A_{l_{r2}}$ (kN)	μy_1 (mm)	k
Alamoia	13	998	1.175	2.591	1.592	3,4	6,1
Alamoia	61 (*)	946	1.392	-	-	5,5	-
Alamoia	164 (*)	1.357	1.411	-	-	4,4	-

(*) provas de carga interrompidas prematuramente

Segundo grupo - embuchadas

Região	Estaca	$\mu.A_{l_{r1}}$ (kN)	$2.A_{l_{r1}}$ (kN)	$\mu.A_{l_r}$ (kN)	$\mu.A_{l_{r2}}$ (kN)	μy_1 (mm)	k
Cosipa	6	588	835	1.595	1.008	6,0	3,8
Cosipa	9	983	987	1.467	485	8,9	2,6
Cosipa	10	791	820	856	64	5,3	1,9

Terceiro grupo - não embuchadas

Região	Estaca	$\mu.A_{l_{r1}}$ (kN)	$2.A_{l_{r1}}$ (kN)	$\mu.A_{l_r}$ (kN)	$\mu.A_{l_{r2}}$ (kN)	μy_1 (mm)	k
Cosipa	4	445	377	995	550	1,4	10,5
Cosipa	7	658	825	1.239	581	5,9	3,3
Cosipa	8	386	716	988	602	2,9	4,4

Tabela 3.3 - 4 - Dados obtidos após análise (continuação)

Primeiro grupo - ponta fechada

Região	Estaca	Q_{pr} (kN)	Q_{rupt} (kN)	$y_{0máx}$ (mm)	y_1 (mm)	y_{04} (mm)	d_2 (kN/mm)	Al_r (kN)	P_h (kN)	Al_r/Q_{pr}
Alamoá	13	≥ 1.579	≥ 3.104	42,0	2,0	14,4	16	1.525	1.066	<1
Alamoá	61 (*)	-	-	-	4,0	-	-	-	-	-
Alamoá	164 (*)	-	-	-	2,3	-	-	-	-	-

(*) provas de carga interrompidas prematuramente

Segundo grupo - embuchadas

Região	Estaca	Q_{pr} (kN)	Q_{rupt} (kN)	$y_{0máx}$ (mm)	y_1 (mm)	y_{04} (mm)	d_2 (kN/mm)	Al_r (kN)	P_h (kN)	Al_r/Q_{pr}
Cosipa	6	≥ 867	≥ 2.000	86,0	4,3	18,1	5	1.133	462	?
Cosipa	9	≥ 1.263	≥ 2.000	37,0	4,5	24,6	21	737	730	<1
Cosipa	10	≥ 1.396	≥ 1.840	37,0	2,8	18,3	50	444	412	<1

Terceiro grupo - não embuchadas

Região	Estaca	Q_{pr} (kN)	Q_{rupt} (kN)	$y_{0máx}$ (mm)	y_1 (mm)	y_{04} (mm)	d_2 (kN/mm)	Al_r (kN)	P_h (kN)	Al_r/Q_{pr}
Cosipa	4	125	1.120	76,5	0,7	8,6	2	995	0	>1
Cosipa	7	111	1.350	76,5	3,4	15,9	2	1.239	0	>1
Cosipa	8	92	1.080	80,0	1,8	9,1	1	988	0	>1

Tabela 3.3 - 5 - Dados obtidos após análise (continuação)**Primeiro grupo - ponta fechada**

Região	Estaca	μ	$f_{m\acute{a}x}^{(1)}$ (kN/m ²)	$f_{m\acute{a}x}^{(2)}$ (kN/m ²)	RS _p (kN/mm)	R _p (kN/m ²) da prova de carga	R _p (kN/m ²) Décourt (1996)
Alamoia	13	1,7	14	43	19	≥9.500	13.750
Alamoia	61 (*)	1,4	22	-	-	-	-
Alamoia	164 (*)	1,9	23	-	-	-	-

(*) provas de carga interrompidas prematuramente

Segundo grupo - embuchadas

Região	Estaca	μ	$f_{m\acute{a}x}^{(1)}$ (kN/m ²)	$f_{m\acute{a}x}^{(2)}$ (kN/m ²)	RS _p (kN/mm)	R _p (kN/m ²) da prova de carga	R _p (kN/m ²) Décourt (1996)
Cosipa	6	1,4	17	64	6	≥8.728	8.750
Cosipa	9	2,0	16	37	31	≥12.716	3.750
Cosipa	10	1,9	16	11	124	≥14.060	

Terceiro grupo - não embuchadas

Região	Estaca	μ	$f_{m\acute{a}x}^{(1)}$ (kN/m ²)	$f_{m\acute{a}x}^{(2)}$ (kN/m ²)	RS _p (kN/mm)	R _p (kN/m ²) da prova de carga	R _p (kN/m ²) Décourt (1996)
Cosipa	4	1,0	22	38	2	12.080	10.250
Cosipa	7	1,0	21	88	2	10.726	7.750
Cosipa	8	1,0	16	90	1	8.903	9.250

3.3.6 – Análise dos resultados obtidos

As provas de carga Alamoia 61 e Alamoia 164 não foram levadas à ruptura, isto é, foram interrompidas prematuramente, não havendo mobilização franca da ponta. Assim, os resultados decorrentes da aplicação do Método das duas retas e da estimativa da carga de ruptura (ou carga máxima), da estacas, encontram-se em branco nas tabelas apresentadas.

De um modo geral, os resultados estão próximos dos encontrados por Massad (1992, 1993 e 1995), em trabalhos já citados, em que este autor utilizou procedimentos um tanto diferentes dos aqui adotados.

3.3.6.1 – Verificação da consistência dos resultados

Para verificação da consistência dos resultados, foram utilizados os trabalhos de Teixeira (1988) e Massad (1999), no que tange aos valores de $f_{m\acute{a}x}^{(1)}$, que nada mais são que os valores do atrito lateral unitário máximo para as argilas SFL das regiões estudadas.

Esses trabalhos apresentam valores de $f_{m\acute{a}x}^{(1)}$ na ordem de 15kN/m² para a área da Cosipa, e de 23kN/m², 32kN/m² e 29kN/m² na região de Alamoá.

Ainda em seu trabalho, Massad (1999), propôs a seguinte expressão:

$$f_{m\acute{a}x} = 45 - (29 - 2\eta) \cdot \left(\frac{h_1}{h} \right)^{1,25} \quad (40)$$

onde h_1 é a altura correspondente à camada de argila SFL, h a altura correspondente à camada total de argila (SFL e AT), e η é a altura das dunas, em regiões que sofreram esse tipo de ação em sua história geológica.

Assim, para o caso específico de Alamoá, por exemplo, admitindo η igual a zero, com h_1 igual a 20m e h igual a 30m, ter-se-ia um valor de $f_{m\acute{a}x}$ de 27,5kPa.

Para a área da Cosipa, onde não há argilas AT, e conseqüentemente h_1 é igual a h , admitindo que η também é igual a zero, ter-se-ia um $f_{m\acute{a}x}$ igual a 16kPa.

Em trabalho publicado no livro “Fundações: Teoria e Prática”, Décourt (1996) apresenta a seguinte expressão para determinação do atrito lateral unitário:

$$f_{m\acute{a}x} = 10 \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \quad (41)$$

onde N é o índice SPT médio entre a ponta da estaca, a região situada um metro abaixo e a situada um metro acima. Nesta fórmula, o índice SPT utilizado tem que ser maior ou igual a 3.

Assim, para a argila SFL, onde o SPT não supera 3, tem-se, segundo a expressão (41), um valor de $f_{m\acute{a}x}$ igual a 20kPa. Para as argilas AT's, tem-se, com um SPT médio de 5 golpes, um valor de $f_{m\acute{a}x}$ igual a 27kPa. Em situações com subsolo misto, como em Alamoá, com $h_1=20m$ e $h=30m$, ter-se-ia $f_{m\acute{a}x}=20 \times 2/3 + 27 \times 1/3 = 22kPa$, aproximadamente.

Como pode ser observado na tabela 3.3-5, onde os valores de $f_{m\acute{a}x}^{(1)}$ são apresentados, os valores das provas de carga Cosipa 4, Cosipa 7 e Alamoá 13, destoam dos esperados pela bibliografia. Isso pode ser explicado pelos seguintes fatos:

- a) valores como o da expressão (40) e (41) são médios, comportando sempre alguma dispersão;
- b) contribuem para esta dispersão o tempo decorrido entre a cravação das estacas e a realização das provas de carga (“set-up”); e
- c) o método da parábola é ideal para estacas longas ($k \geq 8$); a sua aplicação para as intermediárias envolve uma aproximação, que depende, ainda, da qualidade da prova de carga, número suficiente de pontos etc.

Os valores de y_1 e y_{04} encontrados são coerentes entre si e com o que se esperava em todas as provas de carga.

O mesmo ocorre com a resistência de ponta R_p . De fato, para a Cosipa, excetuado o caso número 10, em que a ponta estava apoiada sobre rocha branda, os valores de R_p situaram-se entre 9.000kPa e 11.000kPa, aplicáveis a solo residual com SPT de 40 golpes, como mostrado na fórmula apresentada por Décourt (1996):

$$R_p = K.N \quad (42)$$

onde N é o índice SPT e K é função do tipo de solo, como mostrado na tabela 3.3–6.

Tabela 3.3 – 6 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo de solo	K (kPa)
argila	120
silte argiloso (solo residual)	200
silte arenoso (solo residual)	250
areia	400

Com os SPT na ponta, apresentados na tabela 3.2-1, foram calculados os valores de R_p pela expressão (42), apresentados na penúltima coluna da tabela 3.3-5. Com exceção de um caso, Cosipa 9, vê-se que há uma proximidade relativamente boa com os valores de R_p inferidos das provas de carga (ver também a Figura 3.3–1).

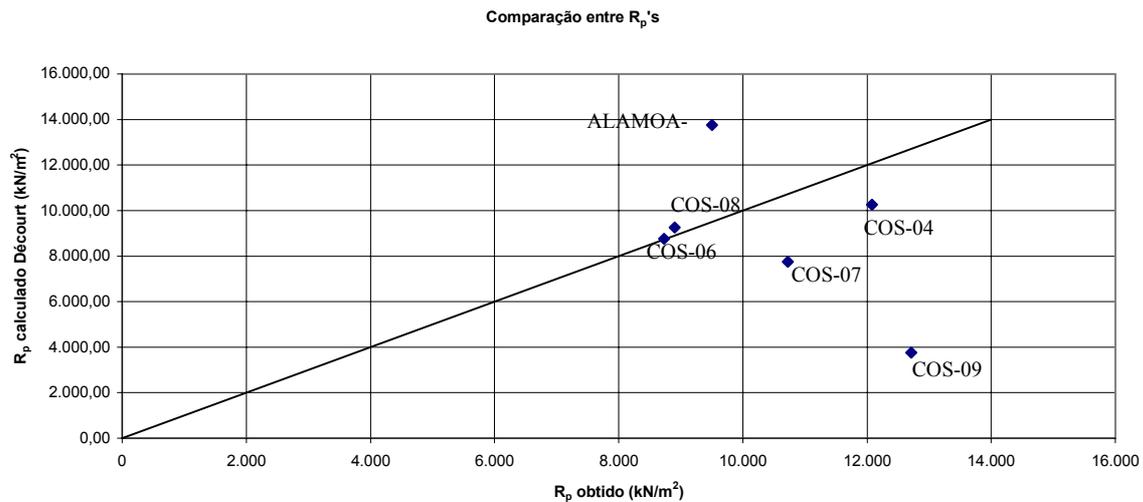


Figura 3.3-1 – Comparação entre R_p obtido e calculado pelo método de Décourt Quaresma, modificado por Décourt (1996)

3.3.6.2 – Valores de μ

Todos os valores de μ encontrados para as estacas embuchadas situam-se entre 1,4 e 2 (Tabela 3.3-5). Percebe-se que há uma proximidade entre os valores de μ encontrados em Cosipa 6 e Alamoia 13 e 61, bem como entre Cosipa 9 e 10 e Alamoia 164.

Para verificar se a adoção do valor de μ igual a 1, para as estacas que não embucharam, está próxima da realidade, basta lembrar as seguintes expressões, já apresentadas:

$$P_h \leq Al_r \quad (6)$$

$$P_h \leq R_p \cdot S < Al_r \quad (8)$$

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{Al_r} \quad (9)$$

De fato, a carga aprisionada P_h para as estacas de atrito satisfaz, obviamente, a expressão (8). Ora, são estacas de atrito: Cosipa 4, Cosipa 7 e Cosipa 8, como se pode ver na tabela 3.3-4 (última coluna). Logo, para estas estacas vale a desigualdade que resulta da expressão (8):

$$\mu \leq 1 + \frac{R_p S}{Al_r} = 1 + \frac{Q_{pr}}{Al_r}$$

Para Cosipa 4, 7 e 8, resulta $\mu \leq 1,1$.

Assim, vê-se que a adoção de μ igual a um, para as estacas não embuchadas, é adequada.

3.3.6.3 – Formato das curvas $P_0 \times y_0$

As curvas $P_0 \times y_0$ das estacas que embucharam (Cosipa 6, 9 e 10) e das de ponta fechada (Alamoia 13, 61 e 164), mostram que houve mobilização da ponta. Tal fato se manifestou pela presença do trecho 4-5 (figura 2.1-3).

Por outro lado, isto não ocorreu com as estacas que não embucharam, isto é, Cosipa 4, 7 e 8. Para estas estacas os pontos 4 e 5 praticamente se confundiram.

Este aspecto, por si só, já indica se houve ou não embuchamento da ponta.

No entanto, pode haver casos de embuchamento em que o trecho 4-5 não se manifesta. Isso ocorre em situações em que $\mu = 2$ e $P_h = R_p \cdot S$. Nestas condições, a Segunda Lei de Cambefort (figura 2.1-1 b) se reduz a uma reta horizontal com $q = R_p$, sem o trecho pseudo-elástico. Este caso foi detectado por Massad (1992), numa estaca tubada cravada na Penha, na cidade de São Paulo.

Tal conclusão é reveladora da necessidade de análises completas da curva $P_0 \times y_0$, tal como foi feito nesta pesquisa, com a determinação de μ .

3.3.7 – Conclusões

Apesar das provas de carga analisadas não contarem com uma boa definição do trecho da curva $P_0 \times y_0$ correspondente ao descarregamento, ainda se acredita que μ (fator de majoração do atrito lateral), por ser um adimensional e levar em conta exatamente a relação entre as cargas residuais na ponta e o atrito lateral na ruptura, é um bom parâmetro para comparação entre o comportamento de uma estaca de ponta fechada e uma de ponta aberta embuchada, cravadas em materiais semelhantes.

As análises efetuadas revelaram que o fator μ pode ser empregado para avaliar se houve embuchamento em estacas tubadas, cravadas com ponta aberta. Obviamente, é necessário dispor de resultados de provas de carga que tenham sido levadas até à ruptura, ou que tenham atingido deformações elevadas, maiores do que dez por cento do diâmetro da estaca.

Os procedimentos de cálculo utilizados nas análises das curvas $P_0 \times y_0$ mostraram-se eficientes. Foi possível determinar μ (fator de majoração do atrito lateral), que se mostrou consistente, pois os valores resultantes de $f_{\text{máx}}$ e R_p foram compatíveis com a experiência acumulada para solos da Baixada Santista.

As estacas Cosipa 4, 7 e 8 revelaram $\mu \cong 1$, portanto não embucharam. Já as estacas Cosipa 6 e Alamoia 13 e 61 com μ entre 1,4 e 1,7, e Cosipa 9 e 10 e Alamoia 164, com $\mu \cong 2$, embucharam, ou estavam fechadas.

Em alguns casos, a simples inspeção do formato da curva $P_0 \times y_0$ já indica se a ponta está fechada ou embuchada: é o caso nítido da estaca Alamoia 13 (ver Alamoia 13 – Prova de carga, no AnexoII), que mostra um desenvolvimento franco da reação de ponta para deformações mais elevadas.

Mas podem ocorrer casos em que $\mu = 2$, isto é, a estaca embuchou, mas $P_h = R_p \cdot S$, isto é, a carga residual na ponta é a própria carga de ruptura de ponta. Nestas condições, quando a carga é aplicada no topo, a ponta já trabalha com seu valor máximo, começa a ocorrer a reversão do atrito lateral negativo, e a curva carga-recalque no topo não revela o trecho 4-5.

Os valores balizadores de y_1 , y_{04} , $f_{\text{máx}}^{(1)}$, $f_{\text{máx}}^{(2)}$, R_p e Q_{pr} , mostram que as análises realizadas tiveram resultados satisfatórios e consistentes, quando comparados com os citados nas referências bibliográficas.

4 – Conclusões e sugestões

4.1 – Conclusões gerais

De acordo com a revisão bibliográfica, pode-se chegar às seguintes conclusões no que se refere à formação da bucha:

- a) o “plug”, ou bucha, se forma, no interior da estaca, em uma altura correspondente a aproximadamente três diâmetros, podendo variar para mais ou para menos, de acordo com o solo em que a estaca é cravada;
- b) quanto mais arenoso o solo, maior a altura da bucha no interior da estaca e, quanto mais argiloso o solo, menor sua altura, para um mesmo SPT;
- c) uma estaca que não aparenta estar embuchada durante um carregamento dinâmico, pode embuchar sob carregamento estático; e
- d) o material utilizado para a confecção da estaca (aço, concreto etc.) e o formato da ponta interferem no comprimento da bucha.

No que se refere à aplicação de modelo matemático baseado nas Leis ou Relações de Cambefort Modificadas, as seguintes conclusões podem ser destacadas:

- a) o Método da Parábola, aplicado ao trecho 3-4 de uma estaca tubada cravada em material mole, porém embutida num trecho mais curto em material mais resistente, pode ser aplicado para se obter os parâmetros referentes ao solo mole (no caso argila marinha), pois o ponto M se aproxima do ponto 4, e o trecho 3-M se aproxima de uma parábola. Esta conclusão se aplica mesmo para estacas intermediárias, como foi o caso da maior parte das que foram analisadas nesta pesquisa, desde que as análises sejam feitas com critério;
- b) a aplicação do Método da Parábola ao descarregamento, quando realizado de forma criteriosa e com pontos suficientes, possibilita a determinação do fator μ com relativa confiabilidade, confirmada, nesta dissertação, através da comparação com os valores de $f_{\text{máx}}$ esperados; e
- c) para uma análise completa do carregamento é necessário dispor de resultados de provas de carga que tenham sido levadas à ruptura ou que tenham sofrido deformações elevadas. Somente desta forma será possível avaliar a estaca como um

todo, isto é, as contribuições da camada profunda, mais resistente (quando existir), e da ponta da estaca, e, em particular, do fator μ .

No que se refere aos resultados das análises feitas nesta pesquisa, com as estacas da Cosipa e de Alamoia, ressaltam-se os seguintes pontos:

- a) as análises efetuadas revelaram que o parâmetro μ pode ser empregado para avaliar se houve embuchamento em estacas tubadas, cravadas com ponta aberta;
- b) os procedimentos de cálculo utilizados nas análises das curvas $P_o \times y_o$ mostraram-se eficientes. Foi possível determinar μ (fator de majoração do atrito lateral), que se mostrou consistente, pois os valores resultantes de $f_{m\acute{a}x}$ (atrito lateral unitário máximo) e de R_p (resistência de ponta) foram compatíveis com a experiência acumulada para solos da Baixada Santista;
- c) as estacas Cosipa 4, 7 e 8 revelaram $\mu \cong 1$, portanto não embucharam. Já as estacas Cosipa 6 e Alamoia 13 e 61 com μ entre 1,4 e 1,7, e Cosipa 9 e 10 e Alamoia 164, com $\mu \cong 2$, embucharam ou eram fechadas;
- d) na maioria dos casos, a simples inspeção do formato da curva $P_o \times y_o$ já indica se a ponta está fechada ou embuchada: é o caso nítido da estaca Alamoia 13, que mostra um desenvolvimento franco da reação de ponta para deformações mais elevadas; e
- e) no entanto podem ocorrer casos em que $\mu = 2$, isto é, a estaca embuchou, mas $P_h = R_p \cdot S$, isto é, a carga residual na ponta é a própria carga de ruptura de ponta. Nestas condições, quando a carga é aplicada no topo, a ponta já trabalha com seu valor máximo, começa a ocorrer a reversão do atrito lateral negativo e a curva carga-recalque no topo não revela o trecho 4-5. Em resumo, nessas situações de embuchamento em que a carga residual iguala a capacidade de carga da ponta, o desenvolvimento pleno da ponta não se manifesta de forma isolada e destacada, mas sim de forma velada, via reversão do atrito negativo.

De um modo geral, o trabalho mostrou que há semelhanças entre os comportamentos de estacas tubadas de ponta aberta embuchadas e de ponta fechada, graças aos valores e dados obtidos após análise em estacas de ambos os tipos cravadas em solos semelhantes.

4.2 – Sugestões para futuras pesquisas

Face aos resultados obtidos, acredita-se que as semelhanças entre os comportamentos de estacas metálicas tubadas, de ponta aberta embuchada e de ponta fechada, devam ser melhor estudadas. Para tanto, a pesquisa ideal seria através da realização de provas de carga em estacas cravadas especificamente para esse fim, próximas umas das outras e abrangendo as duas situações: ponta aberta e ponta fechada.

Além disso, o “aprisionamento” da bucha também deveria ser considerado como uma das alternativas nesta futura pesquisa. Este “aprisionamento” ocorre, quando, ao se cravar uma estaca tubada de ponta aberta, que tem o seu interior limpo durante o processo para assim permitir seu avanço, a bucha resultante é mantida propositalmente, tendo uma altura controlada correspondente a aproximadamente três diâmetros da estaca, dependendo do tipo de solo em que é cravada. Após atingida esta situação, a estaca seria normalmente concretada, “aprisionando-se” a bucha.

Provas de carga poderiam ser então conduzidas nas três situações: ponta fechada, ponta aberta, embuchada ou não, e bucha “aprisionada”, para se verificar as diferenças entre as três condições, em análise semelhante à realizada nesta dissertação. A principal diferença sugerida, com relação à análise da presente dissertação, seria a instrumentação das estacas ao longo de seu comprimento para, aliada à aplicação de modelo matemático baseado nas Leis ou Relações de Cambeport Modificadas, possibilitar uma melhor análise e interpretação do fenômeno.

Acredita-se também que o fator tempo, possível responsável pelo relaxamento das tensões da bucha “aprisionada”, ou, ao contrário, pelo aumento do atrito lateral máximo face ao efeito de cicatrização, deva ser levado em consideração nesta futura pesquisa.

Referências bibliográficas

AOKI, N. (1976) “Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas.” Curso de extensão universitária em engenharia de fundações. Univ. Gama Filho, Rio de Janeiro.

BAGUELIN, F. & VENON, V. P. (1971) “Influence de la Compressibilité des Pieux sur la Mobilisations des Efforts Résistant.” – Bulletin des Liaison Lab. des Ponts et Chaussées. Num. Especial. Paris, Mai.

BRUCY, F. e MEUNIER, J. (1991): “Behavior of Pile Plug in Sandy Soils During and After Driving”. 23^o International Offshore Technology Conference, Texas, pág. 145-154.

CAMBEFORT, M. (1964) “Essai sur le Comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux.” Annales de l’Institut du Batiment et des Travaux Public, n.204, Décembre.

CASSAN, M. (1978) “Les Essai in Situ en Mécanique des Sols.” Tomme II, Ed. Eyrolles, Paris.

COOKE, R.W., (1978) “Influence of residual installation forces on the stress transfer and settlement under working loads of jacked and bored piles in cohesive soils” ASTM STP N. 670, pág. 231-249.

DANZIGER, B. R. (1980) “Provas de Carga em Estacas Tubadas.” Revista Solos e Rochas, vol. 3 (3), pág. 29-38, Dezembro.

DÉCOURT, L. (1989) “Instrumented Bored Piles in Residual Soils.” Supplementary Contributions by the ABMS. Published on the occasion of the XII Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Rio de Janeiro.

DÉCOURT, L. (1996) “Análise e projeto de fundações profundas - estacas” Fundações: Teoria e Prática, pág. 265 – 301, Editora Pini, São Paulo.

KISHIDA, H. (1967): “The Ultimate Bearing Capacity of Pipe Piles in Sand”. Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, pág. 196-199.

KISHIDA, H. e ISEMOTO, N. (1977): “Behavior of Sand Plugs in Open-End Steel Pipe Piles”. IX ICSMFE, Tokio, pág. 601-604.

MASSAD, F. (1985) “As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas.” Tese de Livre Docência, Escola Politécnica da USP, São Paulo.

MASSAD, F. (1990) “O Atrito Lateral em Estacas Flutuantes nos Sedimentos Quaternários da Baixada Santista, à Luz da História Geológica.” IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Anais, vol. 2, pág. 421-428, Setembro, Salvador, Bahia.

MASSAD, F. (1991-a) “Análise da transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas à compressão axial.” Segundo Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II), São Paulo, vol I, pág. 235 – 244.

MASSAD, F. (1991-b) “Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros visando a estimativa dos recalques.” Segundo Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II), São Paulo, vol I, pág. 255 – 264.

MASSAD, F. (1991-c) “Comportamento de Estacas Escavadas de Elevadas Compressibilidades.” Segundo Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II), São Paulo, vol I: 245-254

MASSAD, F. (1992) “Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais de ponta e a reversão do atrito lateral.” Parte I. Revista Solos e Rochas, 15(2): 103-115, São Paulo.

MASSAD, F. (1993) “Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais de ponta e a reversão do atrito lateral.” Parte II. Revista Solos e Rochas, 16(2): 93-112, São Paulo.

MASSAD, F. (1994): “Considerações sobre a Forma da Curva Carga-Recalque de Estacas Solicitadas Axialmente”. Aula inaugural do curso de pós-graduação da Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo.

MASSAD, F. (1995) “Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses.” Anais, X Congresso Pan Americano de Mecânica dos Solos e Fundações, Guadalajara, México, II: 1199-1210.

MASSAD, F. & LAZO, G. (1998) “Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas ou curtas.” XI COBRANSEG, vol.3, 1407-1414, Brasília.

MASSAD, F. (1999) “Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações.” Revista Solos e Rochas, vol. 22 (1), pág. 3-49, Abril.

NIYAMA, S. (1991): “O Efeito do Embuchamento na Distribuição de Resistências em Estacas Cravadas de Ponta Aberta”. SEFE II, vol. 1, pág. 294-303, São Paulo.

NIYAMA, S. (1992): “Contribuição para o Estudo do Embuchamento em Estacas Cravadas de Ponta Aberta”. Tese apresentada à Escola Politécnica da USP para a obtenção do título de doutor em engenharia, São Paulo.

O’NEILL, M.W. and RAINES, R.D. (1991): “Load Transfer for Pipe Piles in Highly Pressured Dense Sand”. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, nº 8, pág. 1208-1226.

O’NEILL, M.W., UGAZ, O.G. and RAINES, R.D. (1992): “Driving Characteristics of Open Toe Piles in Dense Sand”. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 118, nº 1, pág. 72-88.

ORLANDO, C. (1999): “Contribuição ao estudo de estacas tracionadas em solos arenosos. Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão”. Tese de doutorado. Escola Politécnica da USP. São Paulo. 332 pág.

PAIKOWSKY, S.G. e WHITMAN, R.V. (1990): “The Effects of Plugging on Pile Performance and Design”. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(3), pág. 429-440.

ROTTMANN, E. (1985): “Previsões Teóricas e Resultados de Instrumentação como Elementos de Projeto de Estacas”. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da USP. São Paulo, vol 1, 209 pág.

SOUZA, A. e MASSAD, F. (2002): “Estudo da transferência de carga de estacas solicitadas à compressão axial, utilizando uma estaca piloto instrumentada”. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Anais, Vol 3, pág. 1591 – 1605, ABMS, São Paulo.

SOVINC, I. e LIKAR, J. (1985): “Loading tests on closed and open ended pure piles”. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, vol. 3, pág. 1475-1478.

TEIXEIRA, A. H. (1988) “Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas em Concreto nos Sedimentos Quaternários da Baixada Santista.” Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras, Anais, Vol. II, pág. 5.1 – 5.25, Rio De Janeiro, Agosto.

VAN DER VEEN, C. (1953) “The bearing capacity of a pile.” *Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng. III*, Zurich, v.2, pag 84-90

VESIC, A.S. (1977-a) “Problems of Development of a mathematical model to predict performance of a pile group.” *Federal Highway Administration – Research Review Conference*, Atlanta, Oct.

VESIC, A.S. (1977-b) “On the Significance of Residual Loads for Load Response of Piles”. *IX Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Proceedings*, Tokyo, Japan, vol. 3, pág. 373-379.

ANEXO I:

Informações detalhadas sobre as provas de carga analisadas