

RENATO SILVA ARAUJO

**ESTUDO DAS ESTACAS TIPO "MEGA" OBJETIVANDO SEU
PROJETO E SUA EXECUÇÃO**

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

**São Paulo
2005**

OK

RENATO SILVA ARAUJO

**ESTUDO DAS ESTACAS TIPO “MEGA” OBJETIVANDO SEU
PROJETO E SUA EXECUÇÃO**

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

**Área de concentração:
Engenharia geotécnica**

**Orientador:
Prof. Dr. Cláudio Michael Wolle**

São Paulo

2005

**Dedico este trabalho aos meus queridos pais
Marcus e Fátima, as minhas irmãs Rita e
Paula e a minha namorada Tatiana,
por tudo.**

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Cláudio Michael Wolle pela orientação e ensinamentos ao longo deste trabalho.

Aos professores, funcionários e alunos do Departamento de Estruturas e Fundações da EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).

A todos os engenheiros que colaboraram direta ou indiretamente com esta dissertação, seja fornecendo dados de obras ou ensinamentos valiosos.

À Reforça Engenharia, em particular aos engenheiros Armando de Oliveira e João Armando de Oliveira, pelos ensinamentos valiosos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE SÍMBOLOS

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVO	2
3. JUSTIFICATIVA	3
4. METODOLOGIA DE PESQUISA	6
5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
5.1. Definição, descrição sumária dos elementos, equipamentos e sua aplicabilidade na obra	7
5.1.1 Descrição e características técnicas dos segmentos da estaca	11
5.1.1.1 Segmentos de concreto	11
5.1.1.2 Segmentos metálicos	11
5.2 Método executivo para a instalação das estacas Mega e os principais equipamentos que deverão estar em disponibilidade na obra	13
5.3 Histórico	24
5.4 Principais aplicações das estacas Mega	34
5.5 Aspectos das normas Brasileira e Americana e as experiências e recomendações de engenheiros com a utilização das estacas à reação tipo Mega	37
5.5.1 Aspectos das normas e manuais técnicos	37
5.5.2 Aspectos técnicos e práticos observados pelo autor e a opinião de diversos engenheiros sobre a utilização das estacas Mega, ao longo das diferentes etapas de uma obra	37
5.5.2.1 Experiências com a Estaca tipo Mega e sua utilização como fundação inicial	38
5.5.2.2 Estaca Mega como reforço de fundação	40

5.5.2.2.1 Fase de desenvolvimento do projeto	40
5.5.2.2.2 Fase de execução da obra	53
5.6 Método de previsão da capacidade de carga proposto pelos engenheiros Décourt e Quaresma (1978)	61
5.7 Casos de obras relevantes quanto ao estado da arte e desafios assumidos pelos executores	66
6. COMPARAÇÕES TÉCNICAS ENTRE AS ESTACAS TIPO MEGA E ENTRE ESTAS E OUTRAS SOLUÇÕES PARA OBRAS DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES	94
6.1 Comparações técnicas entre as estacas Mega de concreto e Mega metálica com rosca	94
6.1.1 Quanto ao embuchamento das estacas	96
6.1.1.1 Desenvolvimento	96
6.1.1.2 Conclusões	108
6.1.2 Fator de “set-up”	109
6.1.2.1 Desenvolvimento	109
6.1.2.2 Conclusões	124
6.1.3.1 Comparação técnica e econômica entre as estacas Mega de concreto e metálica	127
6.1.3.2 Conclusões	130
6.2 Comparações técnicas das estacas tipo Mega com as demais soluções usuais para reforço de fundação	132
6.2.1 Metodologia de execução de outros tipos de soluções para reforço de fundação	133
6.2.1.1 Estacas Raiz	133
6.2.1.2 Estaca Strauss	135
6.2.1.3 Estacas escavadas manualmente (brocas)	136
6.2.1.4 Tubulões a céu aberto	137
6.2.2 Comparações técnicas entre os tipos de reforço de fundações citados acima	138
6.2.3 Conclusões	140

7. PROPOSTA DE AJUSTE DA FÓRMULA DE CAPACIDADE DE CARGA DE DÉCOURT E QUARESMA, PARA AS ESTACAS MEGA DE CONCRETO COM UTILIZAÇÃO DOS COEFICIENTES “ α ” E “ β ” DE CORREÇÃO	143
7.1 Introdução	143
7.2 Aspectos gerais	144
7.3 Desenvolvimento das análises	146
7.3.1 Coleta dos dados para a formação da amostra e sua comparação com o universo de dados de “D&Q”	146
7.3.2 Análise dos dados e proposição de ajuste da formula “D&Q”	151
7.3.2.1 Estacas com ponta em areias e siltes	152
7.3.2.2 Estacas com ponta em argilas	157
7.4 Conclusões	166
8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA A CONTINUIDADE DA PESQUISA	167
8.1 Conclusões	167
8.2 Sugestões para futuras pesquisas	169
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	170
ANEXO A	177
ANEXO B	193
ANEXO C	220

LISTA DE FIGURAS

Figura 5.1.1 – Dimensões do segmento de concreto	7
Figura 5.1.2 – Dimensões do segmento metálico	8
Figura 5.1.3 – Sistema de cravação por macaqueamento reagindo na estrutura existente	9
Figura 5.1.4 – Sistema de cravação por macaqueamento reagindo em sistema de cargueira	9
Figura 5.1.5 – Sistema de cravação por macaqueamento, reagindo em bloco ou sapata com aberturas especiais, e chumbadores para a reação do macaco hidráulico	10
Figura 5.2.1 – Boletim de controle de execução	15
Figura 5.2.2 – Instalação dos elementos e início da cravação, esquema geral	16
Figura 5.2.3 – Sugestão de escoramento e detalhe do aumento dos calços durante a cravação	16
Figura 5.2.4 – Detalhe para a continuidade	18
Figura 5.2.6 – Detalhe do reaterro da vala	18
Figura 5.2.7 – Detalhe das estacas metálicas Mega funcionando como pilares	20
Figura 5.2.8 – Controle de execução da estaca Mega	21
Figura 5.3.1 – Detalhe da seqüência final da execução de estacas Pretest	26
Figura 5.3.2 – Detalhe do sistema de cargueira aperfeiçoado	30
Figura 5.3.3 – Detalhe da planta de locação das estacas de reforço	33
Figura 5.7.1 – Detalhe dos bulbos de tensão e sistema de encunhamento	72
Figura 5.7.2 – Detalhe da planta de locação dos prédios e pinos de instrumentação	75
Figura 5.7.3 – Detalhe da abertura entre os prédios	76
Figura 5.7.4 – Gráfico com a evolução dos recalques dos principais pinos do prédio B4	77
Figura 5.7.5 – Locação das estacas de reforço tipo Mega	78
Figura 5.7.6 – Perfil geotécnico da Av. Borges de Medeiros, N° 2545	83

Figura 5.7.7 – Perfil geotécnico na praia de Botafogo, Nº 322/326	84
Figura 5.7.8 – Perfil geotécnico da rua Senador Vergueiro, Nº 170	85
Figura 5.7.9 – Detalhe do prisma de interferência da escavação	91
Figura 5.7.10 – Detalhe da locação das estacas nos blocos e sistema de reação Mega	92
Figura 6.1.1.1.1 – Mecanismo das resistências durante a cravação	99
Figura 6.1.1.1.2: Alguns resultados de estudos do embuchamento em estacas modelo e provas de carga	100
Figura 6.1.1.1.3 – Disposição e condição de ensaio nas provas de carga estáticas	101
Figura 6.1.1.1.4 – Evolução das resistências de atrito interno e externo – estacas de aço	102
Figura 6.1.1.1.5 – Evolução das resistências de atrito interno e externo – estacas de concreto	103
Figura 6.1.1.1.6 – Evolução das pressões de ponta unitárias segundo diferentes hipóteses de cálculo – estacas de aço	104
Figura 6.1.1.1.7 – Evolução da pressão na ponta nas variadas condições - estacas de concreto	105
Figura 6.1.1.1.8 – Modo de ruptura junto à ponta da estaca em areia densa	107
Figura 6.1.1.1.9 – Cunha de solo formada sob a ponta da estaca e as curvas de iso – densidades	107
Figura 6.1.2.1.1 – Resistência por atrito lateral em profundidade	120
Figura 6.1.2.1.2 - Desenvolvimento do “set-up” no tempo para estacas de diferentes diâmetros	123
Figura 6.2.1 - Distribuição de resistências de estacarias diversas	133
Figura 6.2.1.1.1 – Seqüência executiva da estaca Raiz	134
Figura 6.2.1.1.2 - Estabilização do edifício FIP-BH, com estacas raiz e execução de bloco adicional de reforço	135
Figura 6.2.1.2.1 – Ilustração do método executivo da estaca Strauss	136

Figura 7.3.1.1 – Relação entre a capacidade de carga na ruptura estimada por “D&Q” e a capacidade de carga medida em obra, para os diversos tipos de solo de embutimento da ponta das estacas da amostra analisada neste capítulo	147
Figura 7.3.1.2 – Frequências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para os diversos tipos de solo de embutimento da ponta amostrados neste capítulo, obtidas através da fórmula original de “D&Q”	148
Figura 7.3.2.1.1 – Comparação entre os valores de capacidade de carga estimada pelo método “D&Q” e os valores obtidos através da leitura do manômetro hidráulico nas obras (estacas com pontas em areias) (cargas de ruptura)	154
Figura 7.3.2.1.2 – Comparação entre os valores de capacidade de carga estimada pelo método “D&Q” e os valores obtidos através da leitura do manômetro hidráulico nas obras (estacas com ponta em siltes) (cargas de ruptura)	155
Figura 7.3.2.2.1 – Frequências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para as estacas com pontas embutidas em argilas, obtidas através da fórmula de “D&Q”, alterada pelos coeficientes “ α ” e “ β ” igual a “1,5” e “1,0”, respectivamente	163
Figura 7.3.2.2.2 – Frequências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para as estacas com pontas embutidas em argilas, obtidas através da fórmula de “D&Q”, alterada pelos coeficientes “ α ” e “ β ” igual a “1,1” e “1,2”, respectivamente	164

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.6.1 – Valores do coeficiente “K” em função do tipo de solo	63
Tabela 5.6.2 – Valores do coeficiente “ α ” em função do tipo de estaca e de solo	64
Tabela 5.6.3 – Valores do coeficiente “ β ” em função do tipo de estaca e de solo	65
Tabela 5.7.1 – Plataforma aperfeiçoada	83
Tabela 5.7.2 – Plataforma convencional	84
Tabela 5.7.3 – Plataforma aperfeiçoada	85
Tabela 5.7.4 – Plataforma convencional	85
Tabela 6.1.2.1.1 – Síntese das experiências nacionais	116
Tabela 6.1.2.1.2 – Síntese das experiências internacionais	117
Tabela 6.1.3.1.1 – Síntese das principais características técnicas e econômicas das estacas Mega de concreto e metálica	127
Tabela 6.1.3.1.2 – Apresentação dos dados de obras executadas com estacas tipo Mega de concreto e metálica	129
Tabela 6.2.2.1 – Comparação de desempenho entre as soluções de reforço de fundação mais usuais	138
Tabela 6.2.2.2 – Preços de referência das soluções para reforço de fundações mais usuais	140
Tabela 7.3.1.1 – Resumo dos dados obtidos em obras e dos valores estimados por “D&Q” apresentados neste capítulo, bem como a relação entre as cargas de ruptura estimadas por “D&Q” / os valores reais verificados em obra (medidos)	147
Tabela 7.3.2.1.1 – Dados de capacidade de carga das estacas com ponta em areias	155
Tabela 7.3.2.1.2 – Dados de capacidade de carga das estacas com ponta em siltes	155
Tabela 7.3.2.2.1 – Ajuste para o método “D&Q”, variando os fatores de correção para as parcelas de carga correspondentes a ponta, “ α ” = “1,5” e ao atrito lateral da estaca, “ β ” = “1,0”	161

Tabela 7.3.2.2.2 – Ajuste para o método “D&Q”, variando os fatores de correção para as parcelas de carga correspondentes a ponta, “ α ” = “1,3” e ao atrito lateral da estaca, ” β ” = “1,1”	162
Tabela 7.3.2.2.3 – Ajuste para o método “D&Q”, variando os fatores de correção para as parcelas de carga correspondentes a ponta, “ α ” = “1,1” e ao atrito lateral da estaca, ” β ” = “1,2”	163
Tabela 7.3.2.2.4 – Ajuste para o método “D&Q”, variando os fatores de correção para as parcelas de carga correspondentes a ponta, “ α ” = “1,1” e ao atrito lateral da estaca, ” β ” = “1,3”	163

LISTA DE FOTOS

Foto 5.2.1 – Macaco hidráulico mantendo estaca sob carga	13
Foto 5.2.2 – Bomba hidráulica, detalhe do manômetro na parte superior	14
Foto 5.2.3 – Detalhe dos segmentos de concreto com e sem a barra de aço “grauteada”	19
Foto 5.2.4 – Detalhe do encunhamento da estaca, após a retirada do macaco hidráulico	23

LISTA DE SÍMBOLOS

- Q_u : Carga de ruptura (última)
 Q_r : Carga de ruptura
 $Q_{s,r}$: Carga lateral na ruptura
 $Q_{p,r}$: carga de ponta na ruptura
 S_{lat} : Área lateral da estaca
 S_p : Área da seção transversal da ponta da estaca
 $q_{s,r}$: Atrito lateral unitário máximo
 $q_{p,r}$: Reação de ponta
 \bar{N} : Valor médio do SPT (Standard Penetration test) no interior da camada de cálculo
 N_p : Média entre os valores de SPT logo acima da ponta da estaca, na ponta da estaca e logo abaixo da ponta da estaca
 K : Constante dada em função do tipo de solo
 α : Coeficiente de majoração para a reação de ponta (q_p)
 β : Coeficiente de minoração para o atrito lateral unitário (q_s)
 N : Resistência a penetração do ensaio SPT
 \varnothing : Diâmetro
 Q_0 : Carga aplicada no topo da estaca
 Q_{SE} : Resistência de atrito lateral externo
 Q_{SI} : Resistência de atrito lateral interno
 Q_{PA} : Resistência de ponta anelar
 Q_{PT} : Resistência de ponta total
 P_E : Penetração da estaca
 P_1 : altura da bucha
 τ, τ_0 : Tensão de cisalhamento entre a bucha e estaca
 Q_{op} : Resistência de ponta aberta
 Q_{cp} : Resistência de ponta fechada
 τ' : Tensão de cisalhamento de compactação
 r^2 : coeficiente de determinação

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABEF – Associação Brasileira de Engenharia de Fundações

ASTM – American Society for Testing and Materials

D&Q – Décourt e Quaresma

NSPT – Referente ao número de golpes em cada camada do ensaio SPT

SPT - Standard Penetration Test

RESUMO

O presente trabalho propõe o estudo da metodologia de reforço de fundações em estacas macaqueadas (tipo Mega), seja de concreto ou de aço especial com rosca. Apresentam-se casos de obras relevantes, demonstrando situações típicas de sua ocorrência e ainda algumas opiniões e experiências de engenheiros projetistas ou executores renomados. São relacionados, nesta dissertação, pontos positivos e negativos referentes às obras de reforço de fundações com utilização das estacas tipo Mega, com a intenção de reunir e consolidar, as principais características desta metodologia de reforço de fundações. Este tipo de estaca é ainda comparado entre duas de suas variedades disponíveis no mercado, concreto ou metálica com rosca, quanto às suas características físicas e econômicas (valores de referência), e posteriormente entre outros tipos de soluções para o reforço de fundação, concorrentes em seu nicho de mercado. Esta dissertação também tem como objetivo a análise da real eficácia de uma das metodologias mais usuais para a estimativa da capacidade de carga e profundidade de embutimento de estacas tipo Mega de concreto. Para tanto, aplicou-se a metodologia de cálculo proposta pelos engenheiros Décourt e Quaresma, usualmente utilizada no Brasil para diversos tipos de estacas, em 26 casos de obras de reforço de fundações, obtidos na região da grande São Paulo, com a utilização de estacas tipo Mega de concreto. Aplicando-se uma metodologia de simples análise estatística nestes dados, pode-se verificar se realmente esta metodologia de cálculo é adequada para a previsão de comportamento das estacas tipo Mega. Como conclusão, o autor propõe a utilização da metodologia original de Decourt e Quaresma, sugerindo sua adequação com a utilização dos fatores de correção “ α ” e “ β ”, de modo similar ao que já ocorre usualmente com a utilização desta metodologia de cálculo para outros tipos de estacas, na prática da engenharia de fundações brasileira.

ABSTRACT

The present dissertation aims to study the methodology of foundation reinforcement by the use of jacked piles (Mega piles), both the Mega concrete piles and those constituted of threaded steel tubes. Some relevant cases of constructions underpinned with Mega piles are presented and discussed and interviews with the responsible engineers of those works and from expertise firms are reported. Advantages and execution problems concerning the underpinning works with Mega piles are presented with the intention of consolidating the experiences and opinions about this methodology. In a second stage, a technical and economical study was realized comparing the concrete and the steel types, concerning their application in the São Paulo city and surroundings, and after that, among other kinds of solutions used for foundation reinforcement. Finally, this dissertation had the objective of establishing the ability of the usually used Load Capacity Prediction Methods to predict lengths and load capacity of concrete Mega piles. To attain this objective, a study was performed applying the method of Décourt & Quaresma, widely used in Brazil for various pile types, to 26 reported cases, located in the São Paulo city and surroundings, where concrete Mega piles had been used, and then undergoing a simple statistical analysis to verify whether this formula has or not to be corrected when applied to those Mega piles. In conclusion, the author proposes the use of the Décourt & Quaresma equations, but with correction factors “ α ” and “ β ”, in a similar way as is used currently for other piles in Brazilian foundation engineering practice.

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho visa o aprofundamento do conhecimento técnico em nível de mestrado das estacas à reação do tipo Mega de concreto sem armação, introduzidas no Brasil na década de 30, e Mega metálica com rosca, mais atual.

Esta dissertação propõe a adequação do método de previsão da capacidade de carga de estacas proposto pelos engenheiros Décourt e Quaresma (1978), originalmente elaborado para estacas pré-moldadas, permitindo sua utilização em estacas Mega de concreto, pesquisando e introduzindo em sua formulação os coeficientes “ α ” e “ β ” de adequação.

Após esta contribuição técnica, será possível para um engenheiro, projetar e executar de maneira mais consciente suas obras de reforço de fundação e ainda, potencialmente, prever seus custos com maior exatidão.

Os coeficientes “ α ” e “ β ” são coeficientes de majoração ou de minoração, dependendo do tipo de estaca, respectivamente, para a reação de ponta (q_p) e para o atrito lateral unitário (q_s), que permitem estender os cálculos efetuados da estaca padrão (pré-moldada) para outros tipos de estaca.

Segundo Décourt (1998, p.275), “qualquer que seja o método utilizado para o dimensionamento da estaca padrão sugere-se que para os outros tipos de estacas sejam considerados os coeficientes ‘ α ’ e ‘ β ’”. Foram sugeridos por Décourt, em função do solo de embutimento, valores para as estacas escavadas, hélice contínua, raiz e injetadas sob altas pressões.

O aprofundamento do conhecimento técnico deste tipo de solução para reforço de fundações é importante, pois, além da constatação prática da existência de poucas publicações técnicas sobre o tema, será possível sua utilização de forma mais consciente, gerando uma potencial redução de custos e um aumento de segurança em suas aplicações.

2. OBJETIVO

A dissertação tem como objetivo ampliar o conhecimento das características técnicas, os aspectos executivos e as aplicações das estacas tipo “Mega”. Pretende-se obter coeficientes de adequação para a fórmula de capacidade de carga de Décourt e Quaresma (1978), denominados pelo autor de “ α ” e “ β ”, seguindo a denominação para outros tipos de estacas, proposta por Décourt (1996), em Hachich, W. et al (1998), respectivamente para o ajuste da parcela de ponta e atrito lateral na ruptura, específicos neste trabalho para as estacas Mega de concreto, inicialmente considerando o universo dos solos na região da grande São Paulo. No âmbito das características executivas e de aplicabilidade pretende-se fazer uma comparação técnica entre as estacas Mega metálica com rosca e Mega de concreto “tradicional”, utilizadas para o reforço de fundações.

É também foco desta dissertação a comparação técnica entre as estacas Mega metálica, com rosca, e Mega de concreto, sem armação, e o confronto de suas características com outros tipos de estacas e tubulões, métodos também utilizados nas obras de reforço de fundações.

3. JUSTIFICATIVA

A estaca Mega como reforço de fundação e até como fundação inicial, adotada em projetos, possui uma característica não encontrada em outras soluções de reforço de fundação. É possível, ao longo da instalação da estaca no terreno, verificar sua carga de cravação através de um manômetro acoplado à bomba hidráulica, ligada a um macaco hidráulico e, ao final de sua instalação ou a qualquer tempo, tem-se a carga real aplicada à estaca, possibilitando também incluir os coeficientes de segurança adequados, definidos no projeto. Outra característica desta estaca é a possibilidade de carregar a estaca à semelhança de uma prova de carga, obedecendo aos intervalos de carregamento sugeridos pela ABNT – 1991 (NBR 12131), prova de carga estática, prova esta que apenas estará limitada à capacidade de reação da estrutura em reforço.

A proposta principal para a dissertação é o estudo das informações contidas no boletim de cravação da estaca Mega de concreto ou metálica com rosca, confrontando estes dados com o perfil do terreno de instalação da estaca, dispondo-se dos ensaios e sondagens tipo SPT, amostrados de obras na região da grande São Paulo, conseguindo um número consistente de dados para propor os coeficientes “ α ” e “ β ” de adequação à fórmula de capacidade de carga proposta pelos engenheiros Décourt e Quaresma (1978).

Segundo Aoki, N.; Alonso, U. (1993), os quatro métodos de previsão da capacidade de carga na ruptura mais divulgados no Brasil são: Aoki e Velloso (1975), P.P. Velloso (1978), Philipponnat (1986) e Décourt e Quaresma (1978), estendido em 1987 por Décourt para as estacas escavadas. Os três primeiros métodos utilizam, preferencialmente, ensaios CPT (Cone Penetration Test) para esta avaliação, ao contrário de Décourt e Quaresma, que utilizam, para tanto, os valores do ensaio dinâmico SPT (Standard Penetration Test).

A opção pelo método de previsão da capacidade de carga proposto pelos engenheiros Décourt e Quaresma foi baseada na indicação de consultores e executores como

aquele que melhores resultados tem apresentado e na constatação prática que, pelo menos no Brasil, para a grande maioria das obras de reforço de fundações com a utilização das estacas Mega, são executadas apenas sondagens de simples reconhecimento do subsolo, tipo SPT.

A proposta tem relevância, pois com uma estimativa mais precisa da capacidade de carga de uma estaca, será possível verificar, com maior eficiência, o tipo, a quantidade e o comprimento total, podendo-se assim prever com mais segurança custos diretos e indiretos em cada obra, provável carga limite de “quebra de ponta” em algum trecho e outros aspectos relevantes para o projeto.

Segundo Aoki, N.; Alonso, U. (1993), o Código de Defesa do Consumidor exige que produtos e serviços, em qualquer área de atividade no Brasil, sejam comprovados de forma explícita pelos fornecedores, segundo a Seção IV da Lei 8.078/90 – CODIGO DE DEFESA DO CONSUMIDOR, que trata do tema – Das Práticas Abusivas – concernente ao fornecimento de produtos ou serviços. Portanto, é necessária a previsão e comprovação da carga admissível de uma estaca.

Em atenção à lei supracitada, toda e qualquer aferição nos métodos de previsão da capacidade de carga tem relevância.

Ainda segundo Aoki, N.; Alonso, U. (1993), o único método que permite a comprovação da carga admissível de uma estaca, concomitantemente com a sua instalação, é o da cravação por prensagem (tipo Mega). Neste caso, em particular, o custo já está incluído no processo de instalação.

O segundo aspecto da dissertação está na compilação de dados reais e atuais da utilização de estacas Mega de concreto ou metálica com rosca, com suas resistências mobilizadas em cada tipo de solo. Atualmente estes dados são do conhecimento de alguns poucos executores e operadores experientes, mas pouco difundidos no meio técnico.

O terceiro aspecto relevante da dissertação é a comparação entre as estacas Mega de concreto tradicional e a Mega metálica com rosca, para o que serão estudadas cerca de 10 obras com a utilização das duas estacas.

A comparação entre as estacas se mostra importante para o mercado, pois uma vez que ainda não existe qualquer norma técnica regendo a utilização ou o comportamento esperado de cada estaca, um estudo em nível de mestrado poderá esclarecer pontos fortes e fracos de cada uma delas, como potencial efeito de “embuchamento”, características executivas e de segurança, alterações produzidas nas características dos solos durante a penetração e a relação custo x benefício de cada estaca.

4. METODOLOGIA

Esta pesquisa tem início com uma revisão bibliográfica, levantando os dados relevantes às estacas, como descrição de seus elementos e equipamentos de instalação, seguida pelo detalhamento de seu método executivo e por um breve histórico com a principal finalidade de uso, época da criação no exterior, utilização no Brasil e variações do método executivo até os dias atuais. Em seguida há a comparação técnica e econômica entre as estacas Mega de concreto e metálica e ainda com outros métodos de reforço de fundações. Há ainda a exposição das principais aplicações das estacas tipo Mega, seus pontos positivos e negativos e finaliza-se com a transcrição do método de previsão da capacidade de carga da estaca, proposto por Décourt e Quaresma (1978) e sua extrapolação para outros tipos de estaca, com exceção da Mega.

Em meio ao exposto acima, apresentam-se também alguns casos de obras relevantes quanto ao estado da arte e desafios assumidos pelos executores, algumas experiências de engenheiros especialistas em fundações com a utilização das estacas à reação tipo Mega e o que as normas Brasileiras e Americana citam sobre as estacas.

Como finalização, apresenta-se o desenvolvimento da metodologia para a estimativa dos coeficientes de adequação da fórmula de Décourt e Quaresma para a previsão da capacidade de carga das estacas Mega de concreto.

5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

5.1. Definição, descrição sumária dos elementos, equipamentos e sua aplicabilidade na obra

As estacas cravadas à reação, também denominadas de estacas Mega, são cravadas com uso de macacos hidráulicos, em segmentos de concreto ou tubos metálicos com rosca (Figura 5.1.1 e figura 5.1.2), utilizando a própria estrutura a ser reforçada como reação. É possível também a cravação de perfis ou tubos soldados, entretanto, por conta das dificuldades construtivas envolvidas e difícil garantia de verticalidade ao longo da cravação, não serão abordados nesta dissertação.

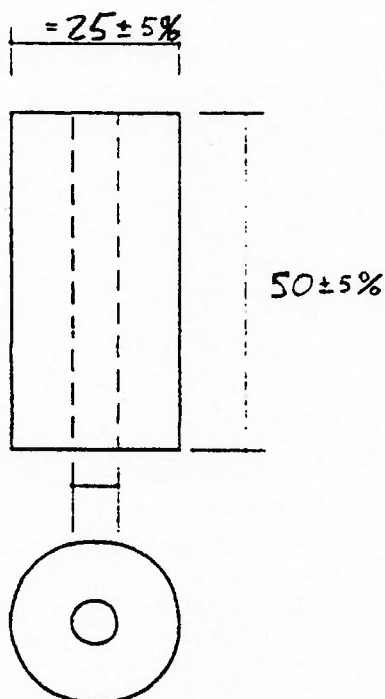


Figura 5.1.1 – Dimensões usuais do segmento de concreto (unidades em cm).

Fonte: Manual de Especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

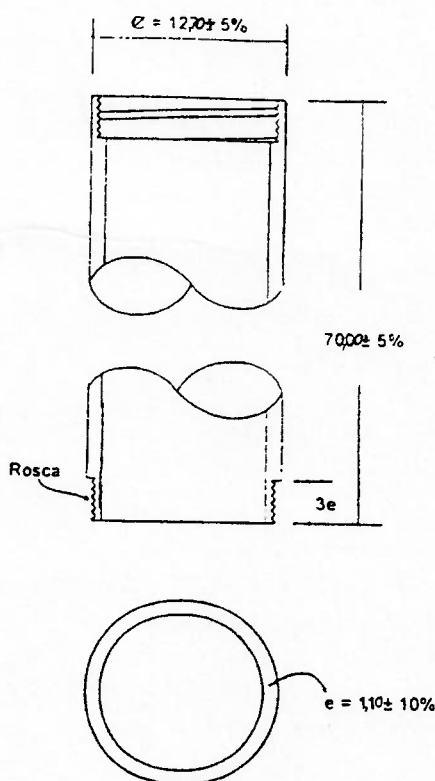


Figura 5.1.2 – Dimensões do segmento metálico (unidades em cm).

Fonte: Manual de Especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

Estas estacas foram idealizadas para atuar como reforço de fundações, escorando estruturas quando houver a possibilidade de ruptura do solo portante de suas fundações, em decorrência da execução de obras vizinhas, ou de outros fatores.

Com o seu desenvolvimento e constante utilização ao longo do tempo, esta metodologia de instalação de estacas por reação tipo Mega passou a ser solução usual para reforços de fundação e até mesmo utilizada como fundação definitiva concomitantemente ao alteamento de edifícios.

A peculiaridade da estaca Mega está em seu sistema de cravação. Através de um macaco hidráulico, comprime-se um segmento tubular de concreto ou metálico, utilizando-se como reação a própria estrutura já construída (Figura 5.1.3) ou instalando-se um sistema de cargueira (Figura 5.1.4).

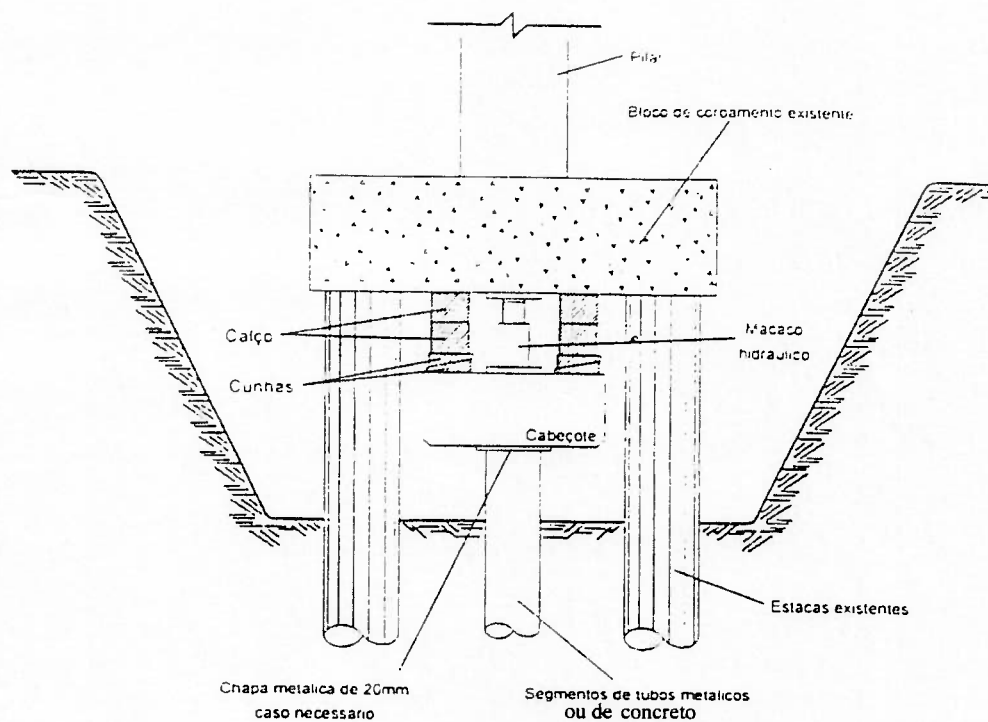


Figura 5.1.3 – Sistema de cravação por macaqueamento reagindo na estrutura existente.

Fonte: Manual de Especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

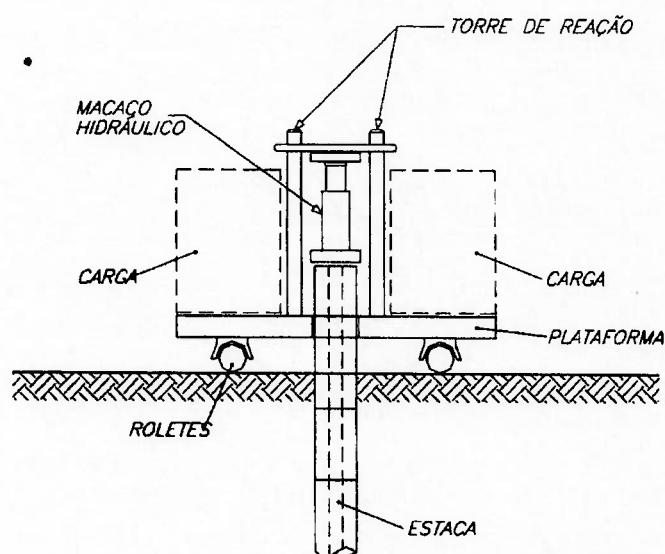


Figura 5.1.4 – Sistema de cravação por macaqueamento reagindo em sistema de cargueira.

Fonte: Fundações Teoria e Prática, 2ª edição, ed. Pini (1998)

É possível ainda executar a cravação através da sapata ou bloco de coroamento já existente da estrutura, desde que aberturas cônicas sejam projetadas a priori e em alguns casos instalados chumbadores para este fim (Figura 5.1.5), com os devidos cuidados estruturais.

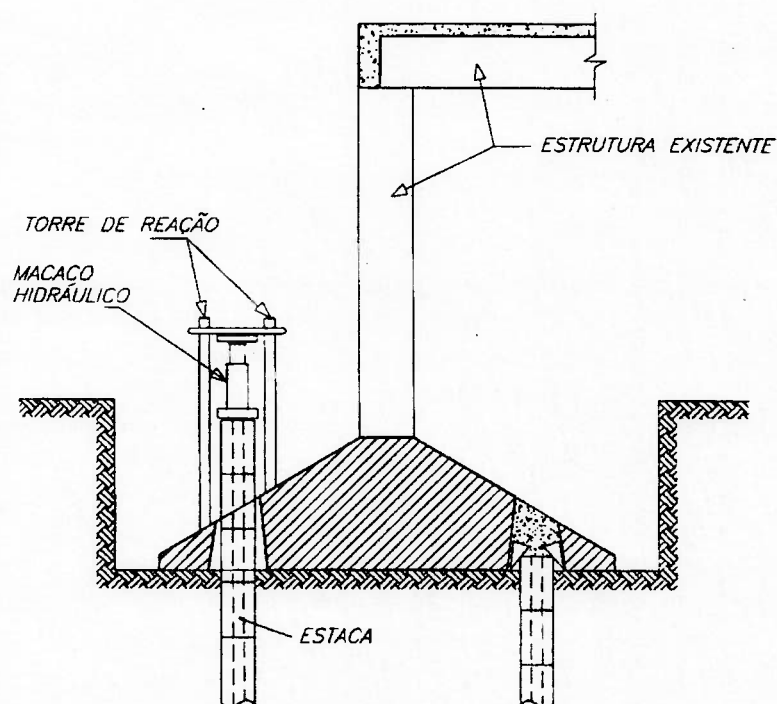


Figura 5.1.5 – Sistema de cravação por macaqueamento, reagindo em bloco ou sapata com aberturas especiais, e chumbadores para a reação do macaco hidráulico.

Fonte: Fundações Teoria e Prática, 2ª edição, ed. Pini (1998)

5.1.1 Descrição e características técnicas dos segmentos da estaca

5.1.1.1 Segmentos de concreto

As peças utilizadas são de concreto centrifugado em usinas, com consumo mínimo de 500 kg de cimento/m³ e valor médio da resistência à ruptura de 700 KN /peça. Vale ressaltar que, como segurança, esta peça trabalhará com uma carga de trabalho de 350 KN/peça.

As estacas são constituídas atualmente pela superposição de segmentos de 0,50 a 1,0 m de altura, dependendo da obra. Estes segmentos tem diâmetro externo de 0,25 m e abertura central de 0,08 a 0,10 m, devido à fabricação por centrifugação. Através do macaco hidráulico, as peças são introduzidas uma à uma com a verificação devida de seu prumo. Após a obtenção da carga de projeto, a interligação da estaca à estrutura é feita com o auxílio de cunhas, calços e cabeceiras, possibilitando o correto encunhamento da estaca à estrutura a ser reforçada.

Pela falta de um item específico na norma de fundações para as dimensões destes segmentos, é possível que se encontre no mercado, dimensões diferentes das apresentadas acima, entretanto, estas são as mais usuais.

5.1.1.2 Segmentos metálicos

São normalmente utilizados tubos de aço “schedule 80”, de Ø 5” externo e Ø 4,5” interno, cujo comprimento pode variar, ficando em torno de 0,70 m, dependendo do padrão da firma executora, das condições do local e de outros aspectos relevantes a cada obra. A emenda destes segmentos é feita mais modernamente pela usinagem em torno mecânico para a confecção de rosca macho e fêmea, o que torna sua ligação mais eficiente e minimiza problemas como concentração de tensões e perda da verticalidade durante a cravação.

Pela falta de um item específico na norma de fundações para as dimensões destes segmentos, é possível que se encontre no mercado, dimensões diferentes das apresentadas acima, entretanto, estas são as mais usuais.

O processo de usinagem das roscas macho e fêmea nos tubos contribui negativamente incrementando o custo final da solução, em relação às de concreto, como será analisado posteriormente, pois trata-se na maioria dos casos de peças compradas pelas empresas executoras no descarte dos tubos utilizados pela Petrobrás em extração de petróleo a grandes profundidades, com tubos sem costura e com intervalo de troca bem definida, segundo suas normas.

Estes tubos, apesar da dificuldade de serem encontrados no mercado, tem uma maior área de contato interno e externo e a facilidade executiva de serem simplesmente rosqueados. A resistência característica mínima à compressão dos segmentos deve ser de 1.500 KN por peça com o comprimento de 0,70 m.

Foram executados testes de cravação destas estacas, com o auxílio de bate-estacas, atingindo carga de 2.000 KN. Usualmente verificam-se projetos com carga de cravação da ordem de 800 KN por estaca.

As estacas metálicas com rosca tem a possibilidade de serem cravadas inclinadas, ficando apenas a dificuldade com o sistema de cravação.

5.2 Método executivo para a instalação das estacas Mega e os principais equipamentos que deverão estar em disponibilidade na obra

Neste item será descrita a metodologia executiva para a instalação das estacas do tipo Mega como reforço de fundação.

Caso haja necessidade, deve haver na obra um sistema de iluminação e esgotamento para a vala.

De posse do projeto executivo, fornecido por engenheiro especialista, inicia-se a marcação e executam-se as cavas por onde o operador instalará as estacas. As cavas deverão ter espaço suficiente para a mobilidade do operador, cerca de 1,20 x 1,20 m e alcançar a cota das sapatas ou blocos estruturais, para o caso das estacas instaladas através deles (já deverão ser projetados para este fim) (Figura 5.1.5), ou aprofundar-se ainda cerca de 1,50 m sob os elementos de fundação direta existentes para a instalação do sistema de reação necessária à cravação das estacas, (Figura 5.1.3).

Para a instalação das estacas no terreno, serão necessários o macaco e bomba hidráulica (Foto 5.2.1 e Foto 5.2.2), com pressões máximas da ordem de 60 MPa. Existem diversos fabricantes, destacando-se: Zeloso, Pontemac, Enerpac, etc.



Foto 5.2.1 – Macaco hidráulico mantendo estaca sob carga.



Foto 5.2.2 – Bomba hidráulica, detalhe do manômetro na parte superior.

Durante a instalação dos segmentos de concreto ou mesmo metálicos com rosca é preciso verificar seu prumo. Para tanto, deverão estar disponíveis na obra equipamentos como prumos, metro e nível de mão para garantir o nivelamento, verticalidade e excentricidade mínima para a correta instalação dos segmentos da estaca no solo.

Para o início da cravação, o manual de especificações de produtos e procedimentos da ABEF (1999) recomenda locar o disco de centro sobre a estaca, acoplar a unidade hidráulica, colocando os calços sob a estrutura de reação e sobre a cabeça da estaca Mega (Foto 5.2.1). Em seguida, inicia-se o carregamento interpondo calços à medida que se processa a cravação, e iniciando-se as anotações no boletim de execução (Figura 5.2.1).

Anexo B (Normativo)
Modelo de Boletim de Controle de Execução

Boletim de Estaca Mega					
Obra:			Estaca n.º		
Local:			Data:		
Responsável:					
Escavação					
Horário		Dimensão	Profundidade	Escoramento	Obs
Início	Término	(mm)	(m)		
Características da estaca					
Tipo		Comprimento dos segmentos (m)	Quantidade prevista	Carga (ton.) 10 KN	
Correção do centro					
Resumo da cravação					
Segmento		Carga de Cravação		Arrasamento	
1					
2					
3					
4					
5					
6					
Observações:					
- Características das estacas					
- Características da unidade hidráulica					
Nome e assinatura do Executor		Nome e assinatura Consultor/Eng ^a		Nome e assinatura Contratante	

As informações contidas neste boletim são de responsabilidade da empresa executora.

Figura 5.2.1 – Boletim de controle de execução.

Fonte: Manual de especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

A verificação da integridade física dos segmentos é importante, pois uma superfície não plana e/ou irregular pode gerar acúmulo de tensões em um ponto, podendo provocar a instabilidade do sistema, perda da verticalidade da estaca e até mesmo seu colapso por ruptura do segmento irregular.

A seqüência executiva é ilustrada a seguir.

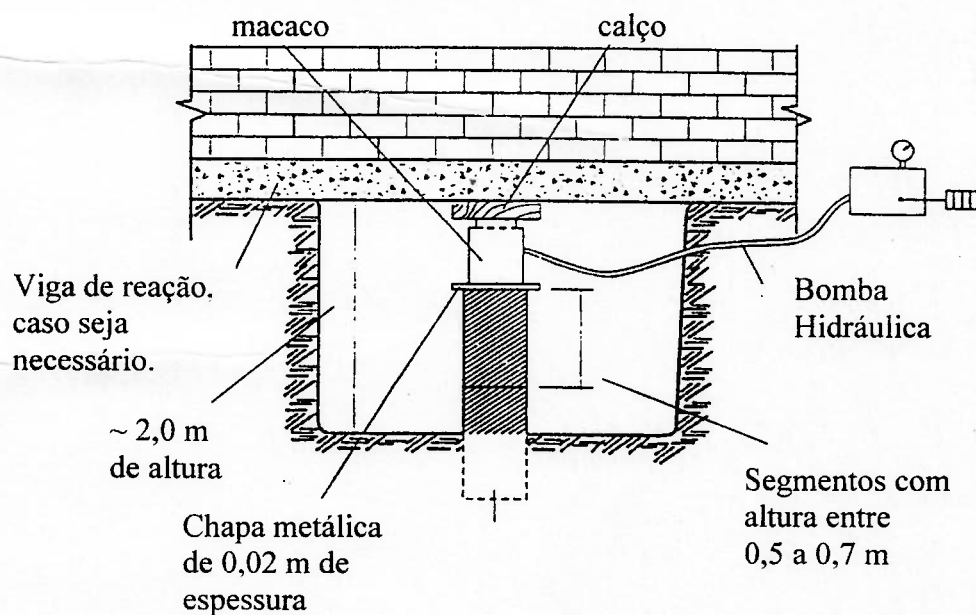


Figura 5.2.2 – Instalação dos elementos e início da cravação, esquema geral.

Fonte: Manual de especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

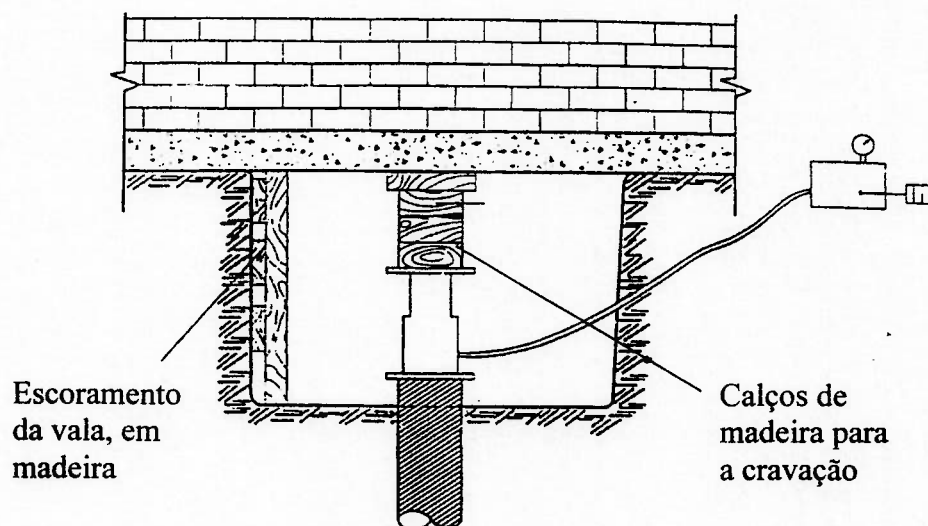


Figura 5.2.3 – Sugestão de escoramento e detalhe do aumento dos calços durante a cravação.

Fonte: Manual de especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

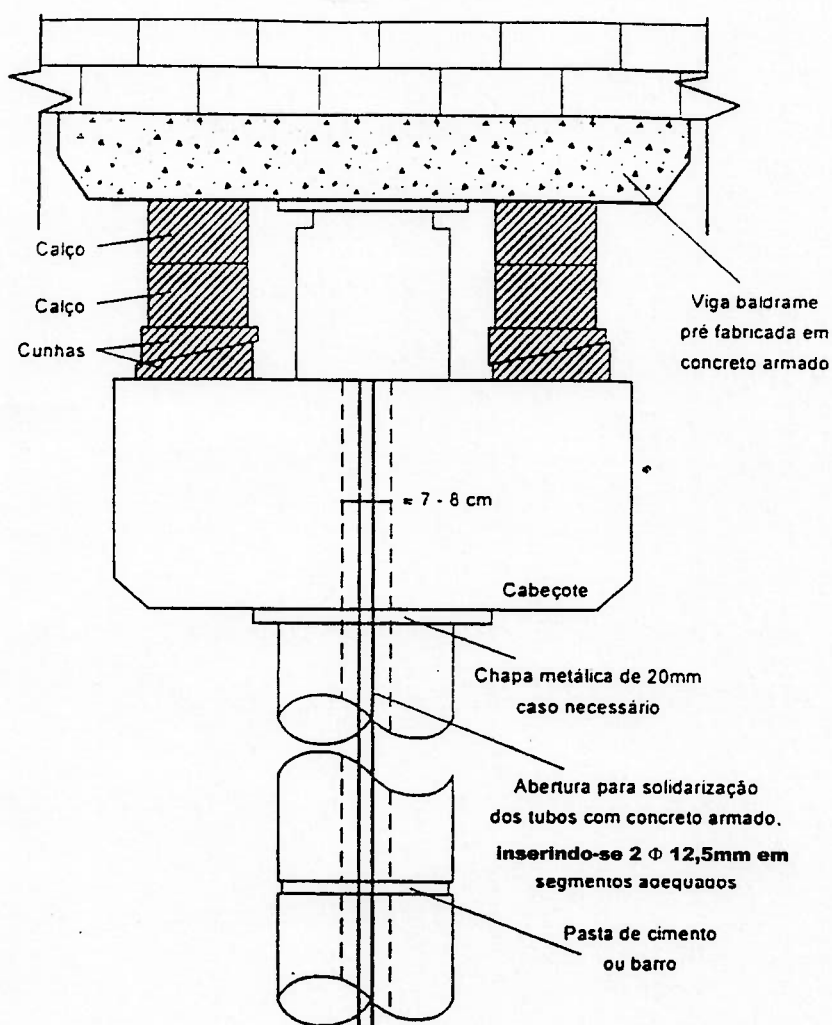


Figura 5.2.4 – Detalhe para a continuidade.

Fonte: Manual de especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

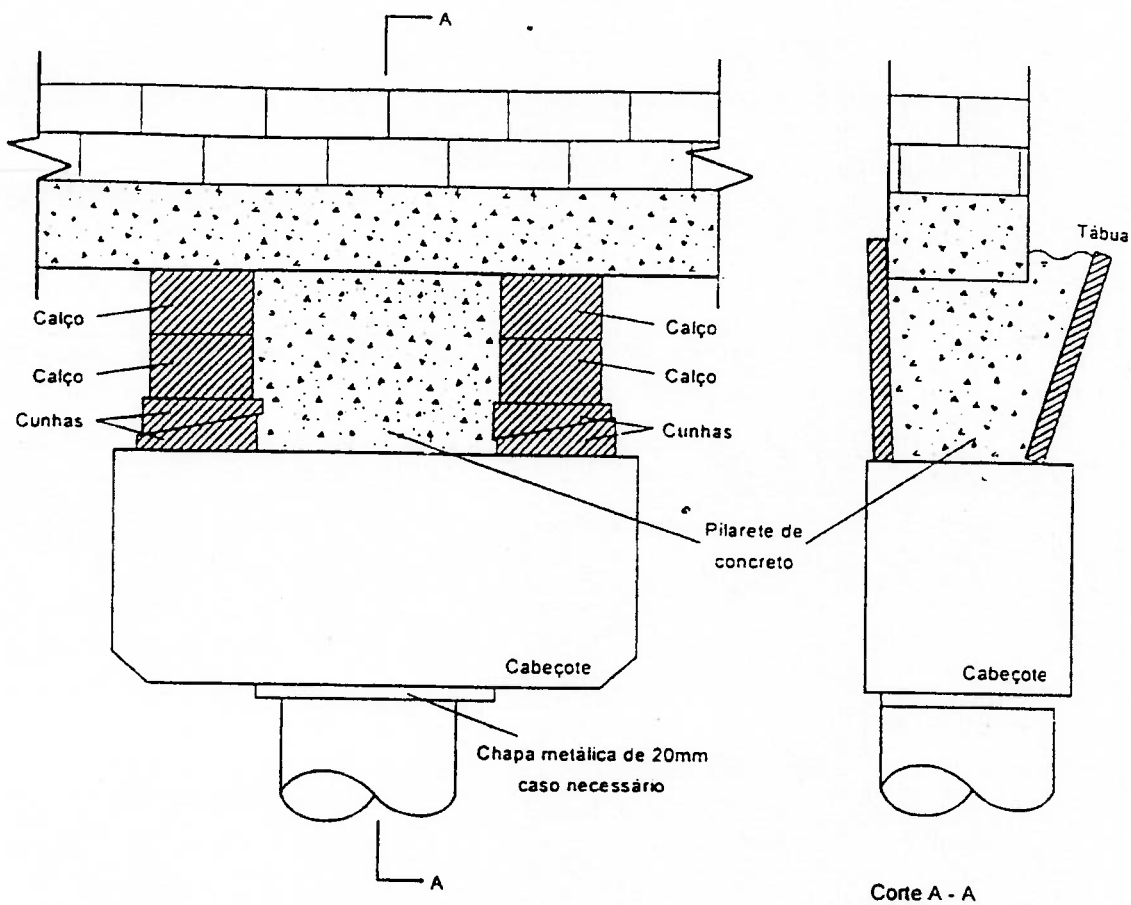


Figura 5.2.5 – Detalhe da concretagem e fôrmas.

Fonte: Manual de especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

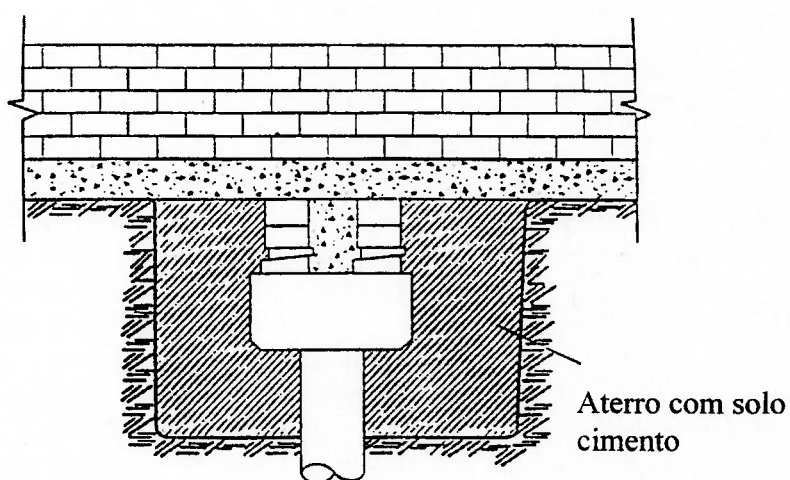


Figura 5.2.6 – Detalhe do reaterro da vala.

Fonte: Manual de especificações de Produtos e Procedimento da ABEF (1999)

Deve-se aplicar uma fina camada de pasta de cimento entre os segmentos de concreto evitando assim o surgimento de concentrações de tensões, que poderiam causar a ruptura do segmento. Deve-se ainda efetuar a instalação de “grout” com 2 barras de aço ϕ 12,5 mm através do orifício central do segmento de concreto da estaca, ou instalar segmentos já preparados com barras de aço concretadas a uma das extremidades (Foto 5.2.3). Este procedimento garante uma melhor solidarização entre os elementos de concreto centrifugados durante o processo de instalação da estaca, minimizando os riscos de desalinhamento e desestruturação da estaca. Existem ainda casos em que pela elevada carga de compressão de projeto em uma estaca com segmentos metálicos, aplica-se, como reforço estrutural, concreto em seu interior, principalmente no caso de trabalharem como pilar (Figura 5.2.7).



Foto 5.2.3 – Detalhe dos segmentos de concreto com e sem a barra de aço “grauteada”.

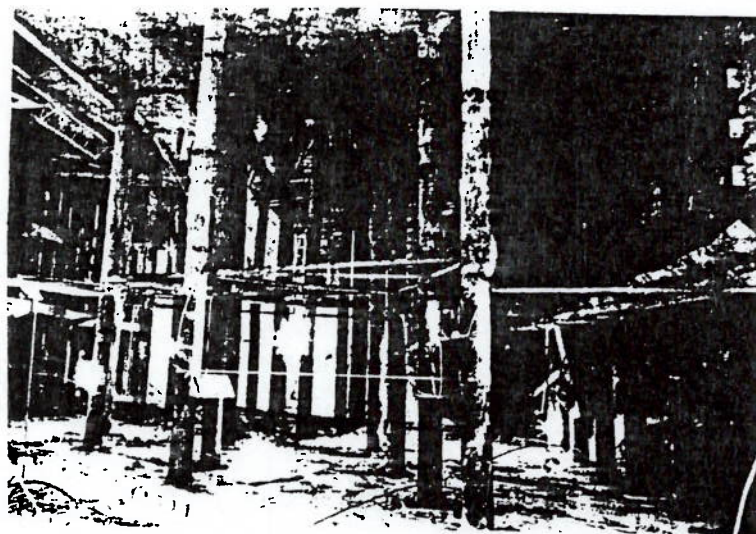


Figura 5.2.7 – Detalhe das estacas metálicas Mega funcionando como pilares.

Fonte: VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações,
Vol. VIII, P. 181 – Set/1982.

No caso da necessidade de se atingir cargas de projeto superiores à capacidade de reação da estrutura, mesmo instalando-se duas estacas, utilizando cerca de 50% da carga máxima, ou no caso de estrutura de reação comprometida, é possível a instalação de um sistema de cargueira, descrito e ilustrado no próximo item.

Para a manufatura da argamassa nas etapas de fechamento, solidarização das estacas na estrutura original e ainda para o fechamento da cava com solo-cimento, deve haver na obra uma betoneira ou local apropriado para a fabricação da mistura.

Com a leitura do manômetro, é possível saber a real carga à qual a estaca está submetida. Confrontando-a com o projeto, é possível garantir um correto controle da instalação da estaca, garantindo que a estrutura de reação não receba um esforço além de sua capacidade de suporte. É possível ainda garantir sua integridade, pois no caso do manômetro retroceder abruptamente, fica caracterizada uma possível ruptura da estaca.

Quanto à fase final, Velloso e Cabral (1981) declaram que as estacas são usualmente cravadas continuamente até uma carga igual a uma e meia vezes a carga de trabalho.

Isto significa que, sobre cada estaca, é realizada uma prova de carga. Entretanto, devido à falta de tempo para realizar uma prova de carga sob carga mantida, a empresa Estacas Franki adota o seguinte critério: Cada estaca é submetida a dois tipos de carga: uma até a carga máxima (uma e meia vezes a carga de trabalho) mantida durante 5 minutos. Quanto aos recalques elástico e residual, são medidos neste estágio. A estaca é, então, submetida ao segundo carregamento, igual à carga de trabalho, mantida durante 10 minutos e o recalque residual é medido (Figura 5.2.8). Aceita-se a estaca se o recalque residual para o primeiro carregamento for menor que 8 mm e se o recalque residual para o segundo carregamento for menor que a metade do recalque residual para o primeiro carregamento.

Os autores lembram ainda que naturalmente deve-se comparar as profundidades atingidas com as estimadas em projeto, e que este controle de execução aumenta sua segurança e constitui uma vantagem em relação às estacas escavadas sem monitoramento.

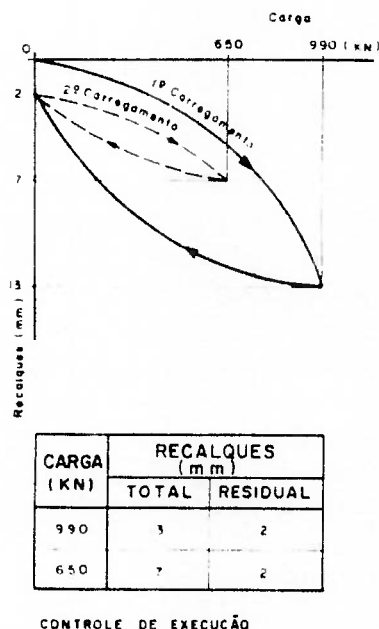


Figura 5.2.8 – Controle de execução da estaca Mega.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

Conforme sugere o manual de especificações de produtos e procedimentos da ABEF, cravam-se os segmentos da estaca até que a carga de reação lida no manômetro da unidade hidráulica atinja a carga de cravação, que corresponde à última medida de carga lida no manômetro da unidade hidráulica.

A carga de cravação deve ser maior que a carga de projeto, que já deve conter os fatores de segurança adequados.

Para a instalação do cabeçote de concreto armado sobre o último segmento da estaca, o manual de especificações de produtos e procedimentos da ABEF (1999) recomenda o ajuste da cota de topo da estaca com a medida padrão (cerca de 54 cm) em relação ao plano de reação, facilitando o encunhamento subsequente. Em seguida, coloca-se uma chapa metálica entre o cabeçote e a estaca e instala-se o cabeçote e o macaco hidráulico sobre a estaca, com o cuidado de manter-se a centralização. Como etapa final do carregamento, aplica-se a carga de encunhamento, que corresponde à carga determinada e imposta em projeto de tal forma a compatibilizar as cargas definidas de cravação e trabalho.

O manual de especificações de produtos e procedimentos da ABEF (1999) define que carga de trabalho ou projeto é a carga determinada pelo cálculo estrutural, já incluído os coeficientes de segurança contra ruptura, deformação e outros.

Com a estaca sob carga, executa-se seu encunhamento, instalando-se os elementos de ligação entre o cabeçote de concreto armado e o bloco estrutural ou sapata em reforço. Estes elementos são chapas metálicas e peças de madeira de lei ou concreto como cabeceira, calços e cunhas, consolidando a incorporação da estaca na fundação comprometida (Foto 5.2.4).



Foto 5.2.4 – Detalhe do encunhamento da estaca, após a retirada do macaco hidráulico.

Em seguida, retira-se o macaco e preenchem-se os vazios na região do encunhamento com concreto, efetuando a completa ligação da nova estaca ao bloco estrutural em reforço, conforme seqüência de figuras anteriores.

Caso ocorra algum sinal de perda da capacidade de reação da estrutura em reforço, desaconselhando a continuidade do serviço antes de se atingir a carga de projeto, deve-se então proceder à cravação de uma segunda estaca, de forma que a soma das cargas seja igual à carga de projeto.

Fecha-se a cava com solo cimento, usualmente com teor de cimento de 5%, em peso.

5.3 Histórico

O sistema de cravação de estacas por reação, com a utilização do conjunto composto por um macaco hidráulico e bomba hidráulica, do qual a estaca tipo Mega faz parte, teve origem no início do século passado.

Na literatura, as estacas tipo Mega também são denominadas de estacas prensadas, macaqueadas, de reação ou em segmentos.

White, em Winterkorn et al. (1975), relata que em 1912, surgiram as primeiras estacas segmentadas de aço prensadas através do sistema de macaco e bomba hidráulica. Esta técnica foi desenvolvida para a execução das obras de reforço de fundações em terrenos com nível do lençol freático elevado, o que impede sua escavação manual a céu aberto.

Como o acesso às fundações existentes geralmente é difícil, pode haver a dificuldade física da instalação dos equipamentos para a execução de estacas cravadas à percussão, Strauss, escavadas, entre outras, restando como única solução a onerosa instalação de tubulões a ar comprimido. Os projetos e as obras de implantação do sistema de metrô em Nova Iorque também colaboraram com o desenvolvimento desta técnica, pois havia a necessidade de diversos edifícios serem reforçados contra possíveis recalques, prejudiciais à sua estrutura.

Nesta época já havia condições técnicas e o conhecimento da necessidade de que, no momento da instalação das estacas, é necessário macaqueá-las com carga cerca de 50% acima de sua carga de trabalho, como coeficiente de segurança.

Este pioneiro processo trazia como demérito seu sistema de solidarização da estaca de reforço com a estrutura existente, ocorrendo após a retirada do macaco, através do encunhamento entre as partes. Por este motivo estas estacas eram propensas ao efeito de "REBOUND", ou seja, o levantamento da estaca por consequência de uma parcela residual de carga aprisionada na ponta durante sua cravação, com sentido de

atuação contrário à cravação. Esta parcela de carga residual é capaz de vencer o atrito lateral da estaca no caso de interrupção ou alívio da carga de cravação, causando o fenômeno de levantamento da estaca.

Segundo White (1962), neste período, por consequência das obras da linha William Street do metrô, os edifícios próximos à obra estavam sendo reforçados para evitar recalques prejudiciais à sua estrutura. Entretanto, este método de reforço apresentava resultados insatisfatórios à estrutura, quando se tratava de edifícios altos, chegando a ocorrer casos de recalques de até 5,0 cm, mesmo com carga de cravação 50% acima da carga de projeto. O pior caso descrito pelo autor ocorreu em 1915, com o reforço das fundações do edifício The First Nacional City Bank, localizado na esquina da Wall com a Willian Street, na cidade de Nova Iorque, que recalcou durante e depois das obras de reforço.

A. Prentis observou os dados de recalque deste edifício, que apontavam para um “REBOUND” de aproximadamente 1,0 cm em uma estaca, para a situação de alívio da carga aplicada de 750 KN. Esta mesma estaca foi recarregada com a mesma carga e sofreu um recalque de 5,0 cm. Analisando o fenômeno com seu sócio L. White, os engenheiros chegaram ao modelo das estacas Pretest, cuja maior evolução foi a possibilidade de encunhamento sob carga, da estaca à estrutura em reforço.

Carson (1965) menciona que o método para execução de reforço de fundação com a utilização das estacas macaqueadas foi primeiramente executado em 1916, com sucesso, pela equipe dos sócios Spencer, White e Prentis.

Em 1917, Lazarus White e Edmund A. Prentis, sócios da Spencer, White and Prentis, Inc., patentearam pela primeira vez um sistema para execução de reforço de fundações com estacas segmentadas de aço, cravadas no terreno por reação de um sistema de macacos e bombas hidráulicas.

Costa, F. (1956) lembra que é possível manter em carga as novas estacas, reconhecendo o avanço das estacas tipo Pretest e Mega em relação aos métodos anteriores de reforço de fundações.

TSCHEBOTARIOFF (1978, p.208-9), descrevendo os procedimentos finais do método executivo das “Estacas Pretest”, após o macaqueamento dos segmentos metálicos sob a fundação a ser reforçada, cita:

“Quando a estaca de reforço chega à profundidade desejada, enche-se com concreto e deixa-se endurecer. Coloca-se uma placa de aço no topo da estaca e outra, cimentada, na antiga sapata. Entre as duas placas colocam-se dois macacos hidráulicos que exercem sobre a estaca a parcela de carga do edifício que a estaca deverá suportar posteriormente. A carga é mantida por um certo tempo até que cesse todo o recalque da estaca. Introduce-se então, entre a estaca e a antiga sapata, uma estronca de aço. Esta operação deve ser realizada antes de retirar os macacos, pois de outro modo a estaca ‘se recupera’ e recalca novamente quando carregada. Após a remoção dos macacos e o carregamento das outras estacas, concretiza-se a cava. Desta maneira é possível transferir toda a carga de uma estrutura pesada à nova fundação, sem que se produza qualquer recalque de importância.”

As estacas Pretest foram largamente utilizadas para obras de reforço de fundações. O método caiu em desuso, não sendo encontrado nas modernas bibliografias brasileiras, cedendo o lugar para as estacas tipo Mega.

A metodologia de execução das estacas Pretest é similar à da estaca Mega, a menos da utilização de dois conjuntos de bomba e macaco hidráulicos para a fase de encunhamento, apoiados em uma placa metálica e não sobre o cabeçote Mega, além da substituição do uso das cunhas pela instalação de uma peça metálica entre os dois macacos, ao final da instalação da estaca (Figura 5.3.1).

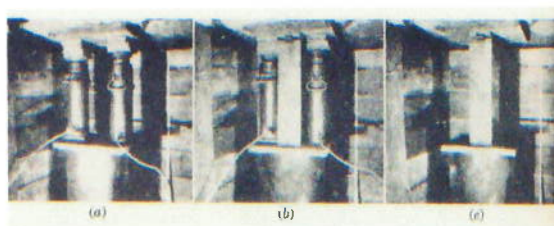


Figura 5.3.1 – Detalhe da seqüência final da execução de estacas Pretest.

Fonte: White - Foundation Engineering (1962)

Tomlinson (1989) comenta sobre os procedimentos de instalação das estacas tipo Mega, da empresa Estacas Franki, e menciona que na “América” a prática usual para a instalação das estacas prensadas é similar à Mega, exceto pela utilização de dois macacos hidráulicos, e esta estaca é denominada de estaca Pretest.

A principal vantagem da estaca Mega em relação a Pretest é sua instalação final com apenas um conjunto de bomba e macaco hidráulico, mantendo a característica da estaca Pretest de encunhamento da estaca na estrutura em reforço com a estaca em carga. Com isto, reduziu-se o custo da mão de obra, equipamentos e eliminaram-se os riscos associados ao processo como a possibilidade de flexão da estrutura de reação a ser reforçada, no caso de falha humana durante o macaqueamento, aferição dos manômetros ou ainda o risco de colapso de um dos equipamentos hidráulicos, gerando esforços de flexão indesejados na estrutura em reforço.

A estaca Mega, também chamada de estaca de reação ou macaqueada, originou-se na Europa na década de 20 e foi trazida para o Brasil na década de 30 pela Estacas Franki Ltda, que detinha exclusivamente sua patente.

A estaca tipo Mega, assim como a Franki, é sinônimo de um determinado tipo de estaca aqui e no exterior.

Chellis (1951) comenta sucintamente o método executivo das estacas Pretest e Mega, verificando que a estaca Mega, executada pela Franki Compressed Pile Co., Ltd., e seus representantes, é utilizada em grande escala nas ilhas Britânicas, Canadá e Europa.

Edgard Frankignoul, fundador da SOCIÉTÉ DES PIEUX ARMÉS FRANKIGNOUL, que posteriormente foi renomeada como COMPAGNIE INTERNATIONALE DE PIEUX ARMÉS FRANKIGNOUL S/A, patenteou, em 1909, a marca Pieux Franki. Segundo Junqueira (1994), a patente da estaca Mega inicialmente pertencia a SOCIÉTÉ INTERNATIONALE DE PIEUX ARMÉS FRANKIGNOUL S/A (Belga) à qual a Estacas Franki Ltda, com matriz no Rio de Janeiro, era filiada. A patente estipula procedimentos para a cravação deste tipo de estaca e alguns deles ainda são adotados em determinados casos, como o sistema de cargueira para a reação do macaco e a instalação de uma barra de aço grouteada para a ligação dos segmentos de concreto; hoje utilizam-se também duas barras ϕ 12,5 mm. Esta patente foi vencida a nível internacional há bastante tempo e expirou no Brasil em 1987, onde foi registrada pela subsidiária da Franki belga na França (Société Française de Pieux Frankignoul).

Wallays (1982), na função de diretor de serviços e desenvolvimento das estacas Franki, descreve as estacas tipo Mega originalmente como cilindros de concreto armado ou aço, prensadas no solo por reação e com uma barra de aço grouteada em uma das extremidades do segmento de concreto (Foto 5.2.3).

Atualmente, os segmentos de concreto recebem o reforço das barras de aço grouteadas de ligação em situações especiais como, por exemplo, quando há a possibilidade da estrutura sofrer esforços horizontais, ou em terrenos com baixa capacidade de suporte lateral, com o risco de desestruturação entre os elementos da estaca, ou ainda no caso de as estacas atravessarem a cunha de ruptura de um talude.

No começo e até a década de 70, as estacas eram cravadas com o auxílio de macacos hidráulicos ligados a bombas manuais, que posteriormente foram substituídos pelas hidráulicas/elétricas de alta pressão, da ordem de 60 MPa.

Nos últimos anos foram desenvolvidos e utilizados os macacos-bombas, porém com menores pressões, ou seja, pressões máximas de 20 a 25 MPa.

Segundo Velloso e Cabral (1982), inicialmente a empresa Estacas Franki executava as estacas Mega como solução para reforço de fundações. Porém, as condições de vizinhança como construções precárias, equipamentos sensíveis, poluição sonora, entre outros, nas zonas urbanas, levaram a empresa a utilizar as estacas prensadas como fundações normais.

Para a execução das fundações com as estacas Mega, a empresa Estacas Franki desenvolveu duas soluções para superar o problema da falta de reação para sua instalação no solo.

- a) Criou-se um sistema de reação no próprio bloco de coroamento, através de chumbadores e aberturas cônicas, no qual inicialmente o bloco funciona como fundação direta e durante a evolução da obra, a carga aplicada nos blocos é utilizada como reação para a instalação dos elementos da estaca, que ao final é encunhada e concretada ao bloco (Figura 5.1.5).

- b) Como segunda alternativa, criou-se uma torre de cravação sobre uma plataforma móvel, com a capacidade de se deslocar através do terreno e com uma sobrecarga de peso da ordem de 1.500 KN. Como desvantagem, a plataforma criada inicialmente era de difícil locomoção face ao seu peso e posteriormente a Estacas Franki aprimorou seu projeto de forma a comparar sua capacidade de produção à de um bate-estacas, melhorando sua locomoção, de sistema similar a um bate estacas, sobre tubos de rolamento e dormentes de madeira, possibilitando a instalação de estacas junto à divisa do terreno, o manuseio de elementos pré-moldados de concreto ou de aço até 6 m e com casos de redução do tempo de execução das estacas em cerca de 70%. Sua produtividade máxima de instalação é da ordem de 65m/dia, comparável à obtida com estacas cravadas à percussão (Figura 5.3.2). É interessante a comparação deste sistema com seu precursor (Figura 5.1.4).

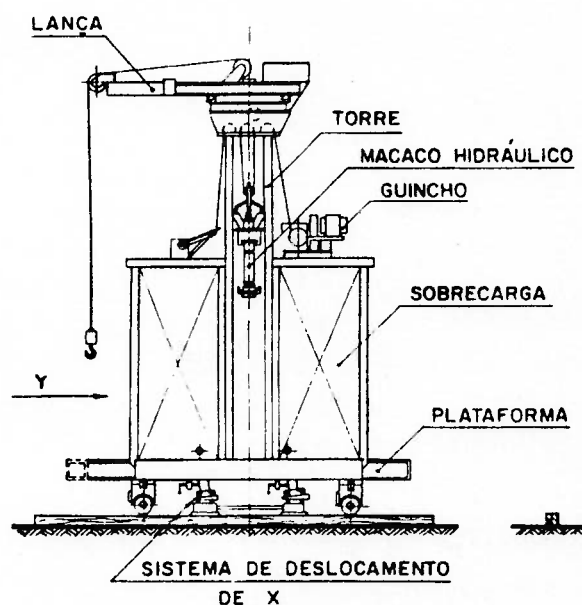


Figura 5.3.2 – Detalhe do sistema de cangalha aperfeiçoado.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

Com a criação e evolução de outros métodos de execução de estacas, mais modernos e de maior capacidade de carga, como as estacas Hélice Contínua monitoradas, as estacas Mega praticamente voltaram a ser aplicadas apenas como reforço de fundações.

Na atualidade, a empresa Estacas Franki Ltda não executa mais obras com a utilização das estacas Mega.

Costa, F. (1956) declara que geralmente cravam-se as estacas sem ponteira, a fim de se obter uma mais fácil entrada no solo. O material encontrado no interior do fuste da estaca é removido posteriormente com aparelhos de sondagem ou por jato d' água.

Oliveira (1993) lembra que até algum tempo, os segmentos de concreto das estacas Mega tinham uma ferragem numa extremidade e um encaixe na outra, algo do tipo encaixe macho e fêmea industrial. O motivo era proporcionar uma solidarização dos segmentos da estaca. Posteriormente, foram deixados somente os dois encaixes e durante a cravação colocava-se um pino de aço interligando os segmentos. A crescente simplificação e padronização do mercado eliminou esta solidarização.

Ainda segundo Oliveira (1993), verifica-se que a concretagem com armação do furo central ao longo dos segmentos da estaca Mega de concreto aparentemente não é executada na maioria das obras.

Em dezenas de países, inúmeras obras são executadas em estaca Mega, dentre as quais pode-se destacar um reforço de fundações, situado na cidade de Gottemburgo, na Suécia, pela grandeza da profundidade das estacas (média de 41,4 m), perfazendo um total de 147 unidades, segundo Junqueira (1994).

No século passado, o sistema de cravação por macaqueamento da estaca Mega foi muito utilizado na substituição das fundações profundas em estacas de madeira, tipo eucalipto, quando estas são cravadas em regiões de oscilação do lençol freático. Estas circunstâncias propiciam o surgimento de fungos que atacam a região da madeira instalada entre a cota máxima e mínima do lençol freático, ao longo do ano, apodrecendo-a com o passar do tempo e comprometendo a integridade da estrutura. Este problema foi amplamente solucionado com a substituição dos trechos apodrecidos por segmentos de concreto. Neste caso vale ressaltar que há quem questione o custo da substituição parcial e suas dificuldades executivas com o próprio custo da execução de uma nova estaca de concreto, como ocorre em casos de reforço de fundação.

Como experiência do autor neste tipo de ocorrência na cidade de São Paulo, citam-se os casarões da região da avenida Rebouças, região com lençol freático elevado estando praticamente na várzea do rio Pinheiros. Estes casarões são datados das décadas de 40 a 60, e com as recentes obras para a construção da passagem subterrânea sob a avenida Faria Lima, o autor, na qualidade de engenheiro responsável pelas vistorias cautelares destes imóveis, constatou a eficiência de suas fundações profundas, já reforçadas com estacas tipo Mega. Verificou-se com o rebaixamento do lençol freático para a execução de cortinas atirantadas e valas a céu aberto, a ocorrência de recalques da ordem de 5,0 cm nas estruturas apoiadas em

fundação direta, em relação às casas reforçadas, demonstrando a integridade e eficiência das estacas de reforço.

A empresa de Edgard Frankignoul executou no Brasil a primeira obra em estaca Mega como reforço de fundação, com reação em estrutura já existente, de um edifício da Cia Antarctica do Rio de Janeiro (antigo DF), na rua do Riachuelo, nº 92. Foram executadas 62 estacas com ϕ de 275 mm (400 KN de carga de trabalho), com início em 27/12/1937 e término em 30/02/1938, segundo Junqueira (1994).

Dumont-Villares (1956) relata um caso histórico e bastante mencionado no meio acadêmico, o reforço de fundações na cidade de São Paulo para a recuperação do edifício da Cia Paulista de Seguros, onde se congelou o subsolo para a execução de tubulões de reforço e foram executadas também, à priori, estacas Mega como reforço das fundações, (Figura 5.3.3), para minimizar seus riscos de recalque. Este edifício foi reforçado e recolocado no prumo em 1942.

Os estudos para a remediação do problema de recalque diferencial, de até 30 cm, contaram com a colaboração de professores de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

As estacas Mega-Hume constituíam-se de segmentos de concreto centrifugado (Type-Hume) com 0,315 m de diâmetro externo e 0,80 m de comprimento, com barras de aço e armação helicoidal. Sua instalação é idêntica a Mega atual.

As estacas foram instaladas sob os blocos de coroamento das antigas estacas, que foram substituídas pelas Mega-Hume.

Dumont-Villares (1956) declarou que as estacas tipo Mega-Hume eram econômicas e de fácil manuseio, transmitindo segurança ao trabalho na obra. Lembra ainda que na época era muito utilizada em São Paulo para o reforço de fundações.

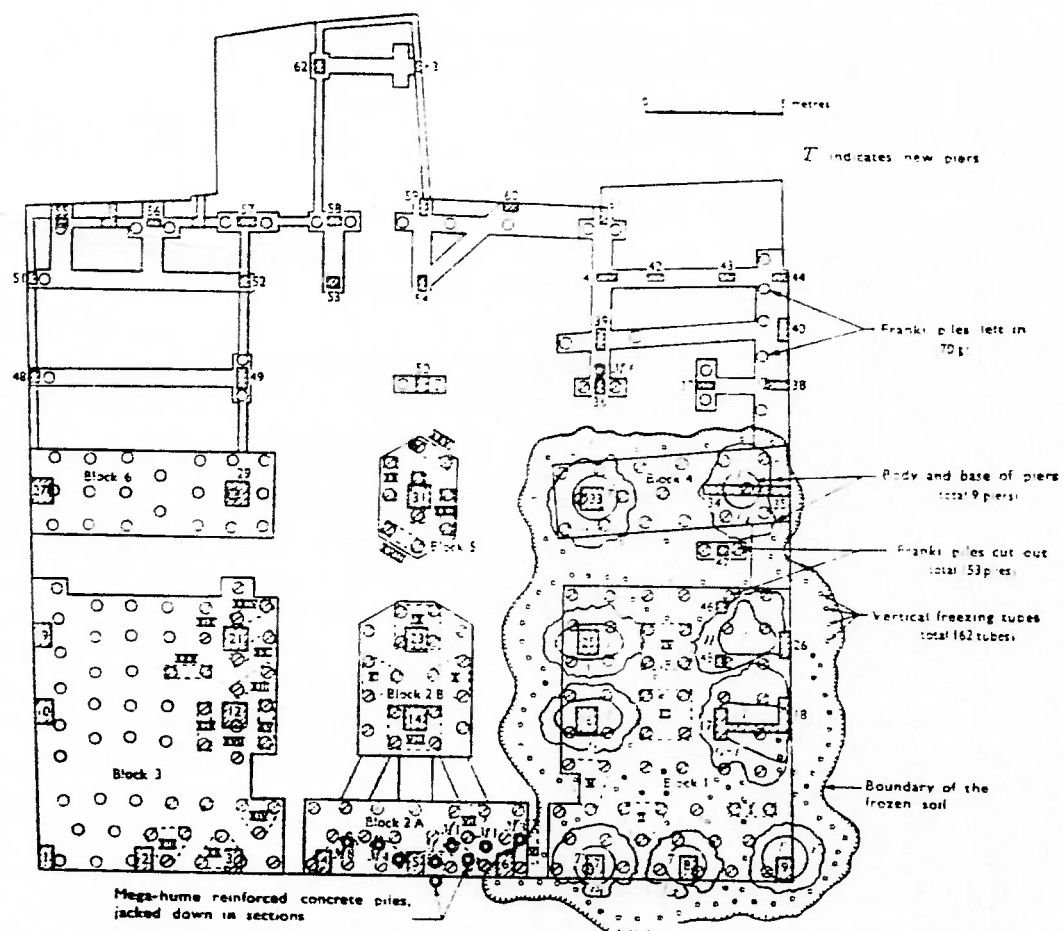


Figura 5.3.3 – Detalhe da planta de locação das estacas de reforço.

Fonte: Dumont-Villares (1956)

5.4 Principais aplicações das estacas Mega

As estacas Mega podem ser utilizadas como fundação inicial, reagindo na estrutura do edifício à medida que as lajes vão sendo concretadas, reduzindo cerca de duas a três semanas no cronograma da obra ao eliminar a etapa de execução das fundações à priori. Para esta operação, são necessários que os blocos de coroamento sejam projetados para trabalharem inicialmente como sapatas, e tenham sua estrutura preparada para a implantação das estacas com seu devido sistema de reação, ou utilizar o sistema de cargueiras para a reação das estacas, como demonstrado no item anterior.

Esta solução é indicada para casos particulares, como em locais onde existam dificuldades físicas para a instalação de outro tipo de estaca na obra ou onde existam no entorno da obra construções frágeis, hospitais, clínicas de repouso ou estruturas com equipamentos muito sensíveis à vibração, que não suportariam o impacto de estacas cravadas à percussão, e ainda somando ao caso do subsolo da obra ter características que desestimulem a instalação de estacas escavadas ou tubulões, como o lençol freático aflorante, e o custo de escavação destas estacas com lama bentonítica seja proibitivo, levando-se à instalação de estacas Mega.

Gotlieb (1984) analisa as estacas tipo Mega concluindo também que, embora sejam mais utilizadas como reforço de fundações, podem também ser utilizadas como fundações normais, onde há necessidade de se eliminar totalmente as vibrações, por exemplo.

Houve um caso, verificado pelo autor, de uma cortina atirantada rodoviária ter sido reforçada com a utilização de estacas Mega, demonstrando sua flexibilidade de aplicações.

Portella * (Informação verbal), cita que nos dias de hoje, a estaca Mega é mais utilizada para a prevenção de recalques em construções sobre fundações diretas, vizinhas a obras com escavações de subsolo, rebaixamento de lençol freático e para os casos de reforço estrutural em geral. Não costuma adotar as estacas tipo Mega como solução para fundações de edifícios durante sua construção, pois entende que existem métodos mais econômicos para estes casos, além de haver a necessidade de se rever o projeto da superestrutura para os esforços não usuais.

A aplicação da estaca Mega mais usual e recomendada pelos especialistas é sua utilização em reforço de fundações.

Costa, F. (1956) analisa que para obras de reforço de fundação a prensagem é certamente o melhor processo de proceder ao afundamento dos moldes no terreno.

Tschebotarioff (1978) observa que existem casos em que é necessário levar uma fundação existente a uma profundidade maior, por exemplo, quando se escava nas proximidades um subsolo mais profundo ou uma linha de metrô, lembrando que esta foi a finalidade inicial para as estacas prensadas.

A solução de reforço de fundações, prolongando seu apoio a cotas do subsolo mais competentes, afastando o risco de recalques durante e após as obras do metrô, foram largamente executadas com estacas de reação, entre elas a Mega.

Gotlieb, em Hachich, W et al. (1998, p.475) cita que o reforço com estacas tipo Mega é bastante conveniente, pois pode ser executado em locais pequenos e de difícil acesso ao pessoal e ao equipamento.

Tratando-se de segmentos de concreto simplesmente colocados uns sobre os outros e comprimidos por um macaco hidráulico, poderão existir determinadas situações onde

* PORTELLA, G. (Engenheiro Civil, diretor da Portella Alarcon Engenharia, São Paulo). Entrevista pessoal, 2004.

ocorra uma baixa capacidade de embutimento ou suporte lateral do solo, como nas argilas orgânicas de Santos, ou onde ocorram esforços horizontais, tais como em uma região de cunha de ruptura de um talude ou no próprio transpasse de camadas menos competentes e inclinadas, podendo haver a desestruturação dos elementos da estaca, gerando além do prejuízo financeiro da perda da estaca, um entulhamento do local prejudicando a instalação de outra estaca ou até outra solução.

Para este cenário, caso se opte pela instalação da Mega de concreto, dever-se-á providenciar o preenchimento do vazio central com “grout” e barras de aço ($2 \phi 12,5$ mm), solidarizando os segmentos da estaca e garantindo sua axialidade para o caso de esforços horizontais e inclinados leves. A melhor opção é pela estaca Mega metálica com rosca, de melhor estabilidade para estes casos.

Tomlinson and Pryke (1974), citam a utilização de estacas macaqueadas quando há a necessidade de se elevar a cota de uma construção, como em consequência da elevação da cota da via defronte a ela ou para o renivelamento de fundações quando ocorrem recalques totais ou diferenciais. Neste caso deve-se atentar para que as cargas nos macacos, diferentes em virtude dos recalques diferenciais, não danifiquem a estrutura da obra, que geralmente serve de reação durante o processo de renivelamento. Algumas vezes pode ocorrer de se trabalhar com manômetros não aferidos, alterando a real carga aplicada.

Costa, F. (1956) cita que quando se executam estacas dentro de caixões de ar comprimido, por consequência da falta de espaço físico geralmente são do tipo Mega.

Complementando a frase acima, é possível obter sua reação na própria parede da base do tubulão, apoiada pelo grande peso de solo acima, através de estrutura especial.

5.5 Aspectos das normas Brasileira e Americana e as experiências e recomendações de engenheiros com a utilização das estacas à reação tipo Mega

5.5.1 Aspectos das normas e manuais técnicos

A norma NBR 6122/1996 apenas cita o caso de estacas cravadas por prensagem, e solicita que a plataforma de reação ou cargueira e os demais elementos de cravação devem ser preparados para uma carga não inferior a 1,5 vez a carga de projeto. Não entra em detalhes sobre seu método ou controle executivos.

A norma americana ASTM também não conta com um item específico para a estaca à reação, atendo-se apenas a especificar alguns itens para estacas em geral, como aço ou concreto.

A American Society of Civil Engineers (1993) apresenta apenas menções de estacas macaqueadas, sem método executivo e apenas simples descrições de equipamentos.

No Brasil, além da norma NBR 6122/1996, existe o manual de especificações de produtos e procedimentos da ABEF, com um capítulo específico para as estacas Mega e ainda existem algumas regras criadas pelos consultores, projetistas e executores, baseadas em experiências pretéritas, reunidas nesta dissertação.

5.5.2 Aspectos técnicos e práticos observados pelo autor e a opinião de diversos engenheiros sobre a utilização das estacas Mega, ao longo das diferentes etapas de uma obra

Após análise bibliográfica, entrevistas com profissionais da área e acompanhamento de algumas dezenas de obras de reforço de fundação com a execução de estacas tipo Mega, é possível analisar, com mais conhecimento, seu comportamento e alguns dos fenômenos físicos intrínsecos a este tipo de estaca.

5.5.2.1 Experiências com a Estaca tipo Mega e sua utilização como fundação inicial

As estacas tipo Mega podem ser utilizadas como fundação inicial, como demonstrado no capítulo 5.4, em que sua reação é obtida durante o alteamento da obra.

Atualmente, entretanto, a aplicação das estacas tipo Mega está praticamente restrita a obras de reforço de fundação. Para as obras tradicionais, geralmente sem uma estrutura de reação adequada e com a necessidade de grande produção a uma relação custo x benefício satisfatória, soluções aplicando as estacas tipo hélice contínua, pré-moldada, escavada e ainda outros tipos de fundação, são mais aceitas no mercado.

Gotlieb (1984) cita que as desvantagens da estaca Mega são o tempo de execução, que é lento, e seu preço que é mais elevado do que as estacas de concreto cravadas por percussão.

Mais recentemente, Maffei * (Informação verbal), destaca que a desvantagem das estacas Mega está no preço final, que é geralmente, mais elevado que as estacas de concreto cravadas à percussão.

Atualmente, existem outras técnicas para se executar as fundações de uma obra, quando se verifica o cenário acima. É possível se optar por soluções como a escavação com lama bentonítica, instalação de equipamentos menores com a possibilidade de executar uma estaca junto à divisa do terreno ou atravessando regiões de matações e garantindo seu embutimento em rocha, como as estacas tipo raiz ou em locais de relativa dificuldade de acesso, como as estacas tipo Strauss e ainda a consolidação do terreno por meio de injeções tipo CCP ou JG, estes últimos de custos mais elevados e utilizados em condições especiais.

* MAFFEI, C. (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo). Entrevista pessoal. 2004.

Segundo Campos (2004) em entrevista à revista *Téchne*, o uso de estacas Mega está normalmente associado a obras de reforço de fundação, pois é necessária a existência, no local, de uma estrutura de reação. Em obras de construção pode-se também empregar esse tipo de estaca como fundação, desde que se monte um aparato especial como reação, o que em geral se mostra inviável técnica e economicamente para grande parte das obras.

Como visto no capítulo 5.3, a estaca cravada por macaqueamento foi desenvolvida para um nicho de mercado onde havia a necessidade de implantação da fundação ou refundação de uma obra em espaços restritos, onde não havia acesso a equipamentos para a instalação de estacas de maior porte e ainda aliado a isto, existia a condição do nível d'água elevado, impossibilitando a utilização de tubulões a céu aberto e alguns tipos de estacas escavadas comuns.

Os tubulões a ar comprimido, que seriam uma solução, apresentam custo elevado na maioria dos casos, e ainda há o problema do espaço físico para a campânula de trabalho.

Acompanhando dezenas de obras, o autor verificou que a estaca Mega tem uma razoável produtividade e apenas não compete com determinados tipos de estacas, em determinadas situações. Este tipo de estaca, nos dias de hoje, deve principalmente ser adotada para a solução de problemas de reforço de fundação, pois possui características não encontradas na maioria dos outros elementos de fundação.

Por outro lado, a estaca Mega possui características singulares como sua execução silenciosa, confiabilidade (monitoramento por manômetro), instalação em locais de difícil acesso, não gerando entulho e com boa capacidade de carga, que lhe garante ainda algumas aplicações em fundações definitivas.

Pelas vantagens acima, esta solução pode ser recomendada para a execução das fundações de uma obra, em alguns casos isolados, em que exista alguma limitação para os outros tipos de estaca, ou que de alguma forma, ocorra uma situação que

favoreça a sua instalação, como já descrito no capítulo 5.3, ou ainda como no caso citado a seguir.

Santos (1997) relata, em entrevista à revista *Téchne*, que havia dificuldade em executar obras de fundações em terrenos cercados por outros prédios, na cidade de Campinas. A execução de vigas-alavanca no perímetro do terreno provocava movimento na área adjacente. Surgiu então a idéia de simplificar a execução da obra, eliminando as vigas-alavanca e executando as fundações em estacas Mega de concreto. A execução destas estacas foi feita por etapas, utilizando progressivamente o peso do edifício, à medida que este ia sendo erguido, como reação para a instalação das estacas. Quando o prédio estava pronto, conseguiu-se atingir a carga nominal da estaca, entre 200 KN e 800 KN. As estacas foram pré-moldadas, com segmentos cilíndricos de diâmetro 23 cm e altura de 50 cm, produzidas no próprio canteiro, com fôrmas específicas.

5.5.2.2 Estaca Mega como reforço de fundação

Hunt (1980) cita “o macaqueamento reagindo contra a estrutura existente é o mais praticado método de instalação de estacas de reforço”.

Neste item, serão abordados os aspectos teóricos e práticos, observados em obras e necessários para uma correta elaboração de projeto e para o desenvolvimento satisfatório de uma obra deste nível.

5.5.2.2.1 Fase de desenvolvimento do projeto

Quando se fala em reforço de uma fundação, qualquer que seja a solução de engenharia adotada, na maioria dos casos trata-se de uma obra fragilizada fisicamente, operando em condições não ideais, em fase de aumento de carga ou ampliação, para um aumento de faturamento do empreendimento.

Comumente, essas obras requerem um elevado nível de profissionalismo, tanto na fase de projeto quanto na fase de execução, pois na maioria dos casos não há espaço para falhas.

Por estes motivos, uma obra de reforço de fundação é, em geral, dinâmica em sua conceituação e execução. Sua estrutura fica, na maioria das vezes, trabalhando próxima ao limite de sua resistência e suas fundações são “descalçadas”, expondo a obra a um potencial risco de danos estruturais.

Existe ainda um considerável risco à integridade física da equipe de obra.

Vargas (1982), analisando obras de reforço de fundações, verifica que são sempre obras delicadas, perigosas e quase sempre de custo elevado. Portanto, só pode ser iniciado após estudos, projeto e orçamento elaborados com o máximo cuidado, e sua execução deve ser seguida muito de perto por um especialista perfeitamente a par do seu projeto executivo.

Uma obra de refundação deve ser entendida a fundo, sendo necessário um estudo detalhado do fenômeno físico gerador do problema, para que as medidas necessárias à sua eliminação sejam tomadas e, só após, deverão ser iniciadas as obras de reforço da fundação.

Alguns exemplos bastante comuns de “acidentes” ou “falhas”, que culminaram com a necessidade de reforço nas fundações das obras visitadas pelo autor foram:

- Solapamento do solo de apoio das fundações por fluxo d'água;
- Erros de execução, como pilares excêntricos à suas fundações ou vigas baldrame;
- Inexistência de projeto para a fundação;
- Recalques diferenciais;
- Vibração da estrutura por conta de equipamentos industriais pesados;
- Acréscimo de carga na estrutura;
- Recalques totais (observados principalmente em regiões com argila mole).

A seguir são citados três casos típicos:

Kochen * (Informação verbal), descreve sucintamente as causas que culminaram em seu projeto de reforço das fundações de uma antiga casa, datada da década de 50, no bairro do Pacaembu, São Paulo. Após chuva intensa e solapamento por fluxo d'água de suas fundações, em sapatas, houve um recalque súbito de um canto mais carregado da casa. Como solução foi adotada a instalação de estaca Mega metálica com cerca de 5 m de profundidade na região do recalque. O subsolo era composto por argila mole a rija com SPT de 5 a 10 golpes nos primeiros metros, alterando para 15 a 20 golpes nos metros finais. A carga de encunhamento ficou entre 150 e 200 KN.

Faraggi (2001, p. 38), declara em entrevista à revista *Téchne* “Os reforços de fundações muitas vezes complementam o processo de recuperação de uma obra, sendo muitas vezes aplicados em edificações que sofrem patologias decorrentes de recalques. Isso ocorre pela erosão de material ou alteração nas características do solo. ‘Um dos maiores problemas é o atrito negativo, em que o adensamento do solo ou de uma camada específica, “puxa” a fundação para baixo’. A alteração das características de resistência e deformabilidade do solo pode surgir por rebaixamento do lençol freático ou pela lavagem do terreno, como acontece no caso de rompimento de tubulações da rede pública, exemplifica o engenheiro”.

Em um sobrado de alto nível, na região do bairro Jardim Paulista, cidade de São Paulo, houve a necessidade da incorporação de uma estaca mega de concreto para 250 KN de carga de projeto. Esta obra originalmente foi executada sem um correto projeto de fundação e começou a apresentar anomalias.

* KOCHEN, R. (Escola Politécnica da universidade de São Paulo, São Paulo). Entrevista pessoal, 2004.

O processo de reforço de uma estrutura é relativamente demorado em sua concepção, pois para a correta elaboração deste tipo de projeto, o profissional deve, principalmente, levantar caso a caso a condição real de trabalho da estrutura, pois suas cargas acidentais e seu uso podem variar consideravelmente de uma estrutura para a outra, sendo necessária uma correta estimativa da carga recebida por cada pilar ou estrutura de fundação.

Golombek (1991) lembra que um reforço de fundação é sempre mais oneroso que uma execução inicial satisfatória da obra, nos casos em que a necessidade de reforço resulta de uma execução inicial insatisfatória.

Para tanto, é necessário que se verifiquem ainda os projetos e plantas da fase de obra, com eventuais imprevistos ou modificações da época. Por vezes, faz-se necessário analisar a situação e o tipo de atividade dos vizinhos, observando seu uso e ocupação por conta de eventuais vibrações, infiltrações de água ou algum produto no solo ou ainda a eventual aplicação de cargas elevadas em suas fundações, podendo transmitir seus bulbos de tensão para a região das fundações afetadas.

Vargas (1982), analisando os trabalhos de refundação, verifica que estes devem sempre começar com uma reavaliação cuidadosa das cargas aplicadas nos elementos de fundação pela estrutura, nas condições reais de trabalho destas fundações.

O subsolo da obra deve ser cuidadosamente estudado, bem como seu nível d'água, através de sondagens, e analisado por um profissional devidamente qualificado.

Por vezes não se conhece o tipo de fundação existente, sendo necessário a abertura de cavas de inspeção, para a posterior decisão sobre o tipo de reforço mais adequado.

Deve-se também observar o tráfego local ou até mesmo a travessia próxima de metrô ou trem metropolitano. Dependendo da situação e tipo do solo, a constante vibração pode gerar, aliada ou não a outros fatores, uma re-acomodação do solo e o conseqüente recalque da estrutura.

Sobre o reforço de fundação, Wolle, em Faraggi et al (2001), comenta em entrevista à revista *Téchne*, que as soluções podem ainda acelerar o processo de recalque do edifício, pelo desconfinamento do solo em volta das fundações ou pela modificação das condições do terreno. Nessas situações é possível escorar provisoriamente a estrutura ou empregar soluções que causem melhora do desempenho das fundações logo na primeira intervenção, como as estacas Mega. No entanto, tem de se levar em conta que o método de recuperação com macaqueamento é relativamente lento. É preciso verificar se é possível despendar esse tempo, tanto em função da eventual estabilidade da obra como dos próprios prejuízos resultantes na operação do edifício.

Outro fator importante em uma obra deste tipo é o recalque diferencial ou “torção” da superestrutura, como denominam alguns engenheiros de obra.

Como exemplo deste tipo de ocorrência, Lanzarino (entrevista editada em 2002), um importante executor de estaca Mega do país, em entrevista informal ao eng. Armando Oliveira, diretor da Reforça Engenharia, citou uma casa de 3 pavimentos, no bairro do Morumbi, em que foi retirado seu pavimento central, ficando com 2 pavimentos. A parte mais importante da técnica de macaqueamento utilizada para baixar a laje de cobertura do pavimento central, de modo que se apoiasse na laje de cobertura do primeiro pavimento, foi garantir um recalque diferencial máximo de 1,5 cm nas vigas durante seu macaqueamento em direção ao piso, em uma operação cuidadosa, que durou 3 meses.

A limitação do recalque diferencial máximo da estrutura é, em geral, a metodologia de controle de segurança mais aplicada para os casos de obras como a descrita acima, obras de renivelamento de estruturas, ocorrido por conta de recalques diferenciais ou totais de suas fundações. Esta preocupação existe ainda quando há a necessidade de reforço de suas fundações para que suportem com maior segurança, uma nova situação de trabalho.

Chamecki (1958) analisando a situação da engenharia em sua época, percebe que alguns obstáculos diversos, ainda não ultrapassados, não tem favorecido o intercâmbio das áreas de estruturas e fundações, o autor verifica que enquanto o engenheiro de estruturas calcula a estrutura sem levar em conta os recalques diferenciais da fundação, o engenheiro de solos projeta a fundação sem levar em conta a rigidez da estrutura no cálculo dos recalques, impondo a condição de não ser ultrapassado um valor limite de recalque diferencial, assim calculado, que se denomina recalque diferencial admissível.

O controle por meio da fixação do recalque diferencial máximo admissível deve ser verificado caso a caso e pode ficar, por exemplo, entre 2 mm e 1,5 cm, como nos casos verificados neste trabalho. É importante que o projetista deixe claro estes valores limites em nota de projeto.

De posse destas informações, o projetista poderá desenvolver satisfatoriamente o projeto de reforço das fundações.

A seguir, procura-se apresentar alguns aspectos técnicos e práticos sobre este tipo de projeto, importantes para o conhecimento do projetista.

O objetivo principal de um projeto de reforço de fundações com estacas tipo Mega é saber qual o tipo de estaca, a qual profundidade e quais são suas cargas de projeto e encunhamento. Como segundo item, deve-se colocar as recomendações para a sua correta execução.

Quanto à estimativa do comprimento da estaca, para orçamento do custo da obra, tempo de execução e logística de transporte, este trabalho tem como finalidade, entre outras, desenvolver uma metodologia para refinar a estimativa de capacidade de carga proposta por Décourt e Quaresma e conseqüentemente refinar a estimativa do comprimento da estaca, metodologia esta apresentada no capítulo 7, e que nos dias de hoje, é mais bem estimado por profissionais experientes.

Existem algumas teorias e alguns parâmetros para se determinar qual a carga de trabalho deste tipo de estaca. Primeiramente, utilizando os dados obtidos com as análises acima, é necessário estimar a carga em cada pilar ou elemento de apoio e conhecer o tipo de solo e sua capacidade de suporte em cada metro, por exemplo, com ensaios tipo SPT.

Como análise complementar, são necessários os cuidados descritos anteriormente para a determinação das cargas verticais e potenciais composições de esforços inclinados e horizontais, como causados quando a estaca atravessar uma região de cunha de ruptura de um talude ou uma camada relevante de solo mole.

Vargas (1977b) analisando a prática da engenharia em sua época, verifica que a estimativa de recalques e capacidade de carga visam à escolha da carga admissível sobre as estacas, concluindo que o engenheiro quer, na prática, é saber se as cargas transmitidas por uma estrutura às estacas de sua fundação são compatíveis com a segurança da obra.

A frase de Vargas, acima, resume bem o problema a ser solucionado pelo engenheiro projetista e indica a solução a ser esperada pela equipe de obra. Entretanto, para a correta estimativa dos dados de projeto, é necessário conhecer o comportamento esperado da estaca, da estrutura a ser reforçada e do solo de apoio, ao longo das diferentes camadas que o compõem.

Para tanto, o projetista deve ser capaz de estimar ou analisar algumas das características destes elementos, discutidas neste capítulo e listadas a seguir:

- Set-up, (cicatrização do solo após a cravação da estaca);
- Relaxação (relaxamento ou perda da capacidade de suporte do solo após a cravação da estaca);
- Coeficiente de segurança de projeto;
- Carga de trabalho;
- Carga de encunhamento;
- Velocidade correta de cravação;

- Valores máximos de recalque diferencial ou “torção” do elemento estrutural;
- Correta locação das estacas de reforço, a fim de se evitar esforços não calculados na estrutura;
- Interpretação correta da interação solo e estrutura;
- Correto conhecimento da carga potencial de reação proporcionada pela estrutura a ser reforçada;
- Conhecimento da capacidade de carga do elemento de cada tipo de estaca;
- Estudar o potencial efeito do atrito negativo;
- Estudar a possibilidade de cravação em certos tipos de estacas em certos tipos de solo, como areias, camadas com pedregulhos ou com matacões;
- Como cuidado adicional, existe a necessidade da obra ser executada por firma reconhecidamente idônea, competente e ser acompanhada por um engenheiro geotécnico.

A seguir, são analisados alguns dos principais tópicos relacionados acima.

Para a obtenção da carga de trabalho da estaca, como já descrito neste capítulo, é necessário conhecer a carga transmitida pelo pilar e a este valor acrescer o coeficiente de segurança. A norma brasileira NBR 6122/1996 sugere o coeficiente 2. Alguns autores expressam outros pontos de vista, que são transcritos neste capítulo.

A carga de encunhamento, que é a carga à qual se submete a estaca durante o processo de sua incorporação à estrutura em reforço, não é tratada de forma direta na norma brasileira, entretanto, o manual de especificações de produtos e procedimentos da ABEF, com um capítulo específico para as estacas Mega, sugere que, na etapa final do carregamento, na fase de encunhamento, esta corresponda à carga determinada e imposta em projeto de tal forma a compatibilizar as cargas definidas de cravação e trabalho.

Durante as obras acompanhadas pelo autor, a carga de encunhamento, após atingida a carga de projeto, ficou geralmente cerca de 70% abaixo da carga máxima alcançada pela estaca ou da carga de cravação.

Sobre a frase anterior, a frase de Krininé à seguir, em parte, ajuda a responder a duas perguntas muito freqüentes quando alguém deseja se aprofundar no conhecimento deste tipo de estaca, a saber:

- Porque existem a carga de trabalho e a carga de encunhamento? E porque não são iguais?

Krininé (1951, p.247) cita “As deformações não elásticas do solo ocorrem antes da elevação da estrutura”.

Como possível explicação para o questionamento acima, deve-se lembrar, como já escrito anteriormente, que é preciso encunhar a estaca sob carga para se evitar o efeito de “REBOUND”. Analisando o diagrama tensão x deformação do solo na ponta de uma estaca Mega ao longo de seu processo de instalação, seu estado de tensões inicialmente se encontra no regime elástico e ao longo da cravação, potencialmente alcançará a região plástica. Neste momento, após alcançada a carga de cravação, a estaca pode ser descarregada e, após a instalação do “cabeçote mega”, ser encunhada com uma carga que compatibilize as cargas de projeto e cravação, apenas garantindo a carga de projeto e compensando o possível efeito reduzido de “REBOUND”, que possa ter ocorrido no instante do descarregamento.

Com isto, é possível se promover o encunhamento da estaca, após a obtenção da carga de projeto. Porém, este valor não necessita ser exatamente o mesmo da carga de projeto.

Niyama, em Faraggi, et al (2001), declara em entrevista à revista *Téchne*, que um dos principais cuidados a se tomar na especificação e no projeto é permitir que as fundações originais e o reforço possam trabalhar como um sistema único.

A seguir, projetistas e executores expressam algumas metodologias utilizadas em seus cálculos.

Segundo Oliveira (2000, p.136), “quando não temos projetos ou especificações externas, adotamos um coeficiente de segurança igual a 1,7 para determinar a carga de cravação partindo da carga de trabalho prevista”.

Teoricamente, este fator de segurança contraria norma NBR 6122/1996, porém, o autor em seguida argumenta: “Na adoção do coeficiente 1,7 levamos em consideração que após o incremento do “set-up” atingiremos índices de segurança superiores a 2”

Esta afirmação deve ser complementada, pois o efeito de "set-up" pode ocorrer em menor ou maior escala e até mesmo ocorrer o efeito contrário, de relaxação de uma estaca, dependendo do solo em que está embutida. No item 6.1.2 encontram-se dados que podem auxiliar o leitor a prever, de acordo com o solo de embutimento, qual o fenômeno potencialmente esperado. Vale ressaltar que, em geral, a maior parte dos ensaios de "set-up" foram desenvolvidos no exterior. No Brasil, ficou restrito a poucos tipos de solo e sua extrapolação para solos de outras regiões exige cautela e ensaios preliminares.

Scott (1980, p.345) declara que “No caso da estrutura servir de reação para o macaco hidráulico, deve-se tomar o cuidado para a carga aplicada ao macaco não causar danos à estrutura. Pode ser necessário limitar a carga do macaco para um pouco acima da carga de trabalho da estaca. Um fator de carregamento geralmente utilizado é 1,5”.

Tomlinson (1989) lembra que para a instalação das estacas Mega, é usual a utilização do fator de segurança 1,5 (encunhamento com carga 50% acima da carga de trabalho da estaca). Cita também que a carga final é mantida ainda por um período de cerca de 12 horas antes da solidarização com a estrutura a ser reforçada.

Lembra ainda que a utilização de um fator de segurança maior pode causar uma reação excessiva na estrutura de apoio, podendo comprometê-la.

Vargas (1982) relata que a estaca tipo Mega é cravada até uma vez e meia ou duas vezes a carga de trabalho, estimando-se esta carga por meio de um manômetro acoplado na câmara de óleo do macaco.

Gotlieb (1984), analisando o sistema de cravação das estacas tipo Mega, verificou que também há a vantagem de serem testadas uma a uma, pois segundo o autor, em geral são cravadas com 1,5 vez a carga prevista de trabalho e depois encunhadas com a carga de trabalho.

Passados mais de trinta anos desde a primeira afirmação acima, repetida em anos e por autores posteriores, ainda não existe um consenso por conta dos engenheiros quanto ao valor correto para o fator de segurança de uma estaca tipo Mega. Por conta da falta de um item específico na norma Brasileira de fundações (NBR 6122) para as estacas de reação, existe uma polêmica em torno dos valores 1,6 e 2,0, sugeridos pela norma.

Para a adoção do coeficiente 1,6, é necessário que se executem, à priori, provas de carga em 3% das estacas da obra. Para alguns profissionais, a estaca tipo Mega já é uma prova de carga, pois é possível verificar sua carga de trabalho a qualquer tempo através de um manômetro hidráulico, validando, portanto este coeficiente. Por outro lado, a instalação de uma estaca tipo Mega é mais dinâmica que uma prova de carga e não respeita os intervalos descritos em norma, sendo, diante deste fato, mais adequado o coeficiente igual a 2.

Em todas as obras acompanhadas pelo autor, foram verificados fatores de segurança iguais a 2 ou maiores, chegando, em alguns casos, a proximidade do limite de reação das estruturas. Estes valores parecem ser mais adequados, pois, caso ocorram condições para o desenvolvimento do fenômeno de relaxação da estaca, a probabilidade de prejuízo à estrutura seria reduzida.

Oliveira (2000, p.133) verifica que “Estatisticamente sabemos (como consequência de dezenas de obras semelhantes executadas nos últimos 15 anos) que estacas

metálicas de diâmetro 5 polegadas atingem um comprimento ‘útil’ 1,5 vezes maior que estacas pré-moldadas convencionais nas mesmas condições de subsolo”.

Oliveira (1993) relata que no caso de não haver uma adequada capacidade de reação, impossibilitando a cravação adequada da estaca, deve-se proceder cravando duas estacas e encunhá-las com 50% de sua carga máxima, reduzindo assim os prováveis recalques futuros pela “cravação lenta da estaca” propiciada pela estrutura reforçada.

A solicitação irregular ou não prevista em projeto para um elemento estrutural, como a viga baldrame ou bloco de coroamento, por exemplo, por conta da instalação de uma estaca de reforço, deve ser evitada.

Recomenda-se evitar a excentricidade nos reforços; se houver uma só estaca sob o bloco de coroamento, o procedimento para o reforço será a instalação de duas estacas Mega, igualmente espaçadas do eixo da estaca, mantendo-se o centro de cargas das estacas coincidindo com o centro do pilar sobre o bloco de coroamento, respeitando o projeto original da estrutura em reforço.

Durante a fase de projeto, atenção especial deve ser dada também ao fenômeno do atrito negativo. O fato é que em alguns tipos de solo, como argila orgânica e solos moles em geral, estas camadas atuam no fuste da estaca como se “pendurassem” nele, aumentando a carga da estaca através do peso próprio desta camada de solo.

Alguns executores costumam engraxar os segmentos da estaca embutidos nessas camadas ou agir de alguma forma para não serem afetadas, como pinturas betuminosas ou encamisamento.

Teoricamente a estaca de concreto não é indicada para a transposição desse tipo de material, pois além de ser mais susceptível a esse fenômeno, por sua maior rugosidade, pode se desagregar quando embutida neste material, sem capacidade

adequada de suporte lateral. Para estes casos, indica-se a utilização da estaca Mega metálica com rosca.

O subsolo deve ser estudado com atenção na fase de projeto. Uma grande dificuldade em obra é transpor uma camada relativamente espessa de areia, dependendo de sua compacidade, com estacas de concreto. Esta operação pode ser necessária quando houver, por exemplo, uma camada inferior e relativamente espessa de solo mole, podendo provocar adensamento com o tempo e conseqüente recalque lento da edificação.

Em geral, é necessária uma alta capacidade de reação da estrutura em reforço, que por vezes pode não conseguir dispor ou ainda pode haver um receio da equipe quanto a sua integridade física, encerrando o carregamento.

Neste momento, equivocadamente, poder-se-á supor que a carga de projeto foi atingida prematuramente. Entretanto, como já mencionado anteriormente, se houver solo mole em camadas inferiores, poderá ocorrer um recalque desta camada e conseqüentemente da fundação, e será necessária uma segunda intervenção.

Para este tipo de problema, torna-se mais adequada a utilização de estacas metálicas.

Golombek (1991); Aoki e Alonso (1993) lembram que o solo quase sempre tem capacidade de suporte inferior a do elemento de fundação.

Possivelmente, os autores da frase acima a desenvolveram sem levar em conta as obras de reforço de fundação. Para essas obras, o autor arrisca uma complementação à frase, transcrita a seguir:

“O solo quase sempre tem capacidade de suporte inferior a do elemento de fundação. Entretanto, para situações de reforço de fundação, pode ser mais competente que as estruturas em reação”.

Esta adequação à frase acima ocorreu ao autor, verificando que para uma obra de reforço de fundação, a interação solo-estaca-estrutura em reforço deve ser muito bem estudada, pois, na maioria das vezes, todas estas partes já estão trabalhando próximas

ao seu limite de utilização. Para o sucesso de uma obra, por vezes é necessário esquecer da inferioridade do elemento de solo junto à estaca de concreto e pensar que é possível uma camada superficial de areia, reagir mais que uma edificação de dois andares.

Vargas (1977b) lembra sobre as estacas em areia que os ensaios de ‘Deepsondering’ já faziam supor a capacidade de carga das estacas não crescerem indefinidamente com a profundidade, mas atingirem um certo valor e, daí por diante, permanecerem constantes. É possível verificar que as experiências de Kerisel e de Vesic reafirmariam essa suposição.

O efeito acima não será aprofundado neste trabalho, porém, seu conhecimento é importante. Para obras usuais de reforço na região de São Paulo, as estacas costumam, quando muito, ser apoiadas nas camadas de areia e dificilmente necessitam ser instaladas em seu interior, salvo o caso descrito anteriormente, em que deve ser atravessada.

5.5.2.2.2 Fase de execução da obra

Rozenbaum (2000) analisa, em entrevista à revista Construção Mercado, que uma solução ainda mais simples é a estaca Mega: segundo o autor, o macaco hidráulico é instalado em um nicho aberto sob a fundação. Em seguida, se for necessário resistir apenas à esforços de compressão, deve ser introduzida uma estaca de concreto, que reage com o peso da estrutura. Caso seja necessário resistir aos esforços de tração e compressão, deve ser empregada a estaca metálica. Apesar de a estaca Mega poder ser executada em qualquer terreno, alguns solos exigem algum tipo de escoramento.

O escoramento mencionado anteriormente é importante quando se executam cavas para acesso do equipamento e do operador, principalmente em solos com baixa coesão, havendo eventualmente a necessidade de bombeamento no caso de nível d’ água elevado.

Alguns cuidados devem ser observados para a obtenção de uma obra limpa, econômica e com segurança. Nas obras visitadas pelo autor, verificou-se por parte da equipe de obra, uma preocupação muito grande com a operação de logística para cada fase.

Wolle, em Faraggi et al (2001), analisando a metodologia de uma obra de reforço de fundações, lembra, em entrevista à revista *Téchne*, que no canteiro de obras as principais dificuldades enfrentadas em reforços de fundações são as condições de trabalho. Como o objeto de estudo e intervenção está enterrado, é necessária a abertura de poços de inspeção sem que se comprometa ainda mais a estabilidade da edificação. Esse é um dos principais fatores que devem ser levados em conta para a especificação do reforço. Em edifícios, por exemplo, as intervenções têm de ser realizadas por dentro do edifício, impossibilitando o uso de bate-estacas de grande porte.

É extremamente importante anotar e repassar com a equipe de obra cada passo a ser feito, para se evitar problemas que, além daqueles já descritos em outros capítulos, foram observados em obras, como por exemplo, o fechamento da cava antes da passagem de tubulações ou execução de drenos, a correta programação de retirada dos pilares danificados ou relocados e o mais importante, a limitação do macaco hidráulico, principalmente quando se tem uma estrutura de reação parcialmente comprometida.

Esta limitação deve ocorrer, pois o macaco hidráulico, por vezes, tem uma capacidade de carregamento muito além da necessária para a instalação da estaca, e como em geral existem cargas diferentes em uma mesma obra, por algum descuido pode-se carregar uma estaca além do necessário, podendo gerar até mesmo, algum dano na estrutura de reação.

Verifica-se que em obras de maior porte, parte da equipe de obra fica ociosa em certos períodos, pois não é possível “adiantar a produção” e deliberadamente se promover a abertura de cavas sob as fundações. Infelizmente pode ocorrer algum

descuido ou, por algum tipo de pressão, a solicitação para as aberturas parciais ou mesmo integral das cavas.

Por este e outros motivos, é importante que se adicione às notas do projeto, toda a informação potencialmente necessária à obra.

A preocupação dos engenheiros com a abertura irregular das cavas é compreensível, pois se tratando de uma obra de reforço de fundação, na maioria das vezes a estrutura já se encontra em condições desfavoráveis, e o desconfinamento das fundações pode gerar até mesmo deslocamentos abruptos ou torções prejudiciais à estrutura.

Tschebotarioff (1978) lembra que não se deve escavar um poço até que esteja pronto o reforço do poço anteriormente escavado.

Não foram obtidos relatos sobre funcionários acidentados em cavas ou por desconfinamento de estruturas. Porém, vivenciando uma obra deste tipo, é possível verificar a fragilidade de um operador em frente a um pilar descalçado, dentro de uma cava quadrada, com cerca de 1,20 m de profundidade e 1,20m de lado, geralmente inundada, e aplicando cargas elevadas em segmentos de concreto simplesmente apoiados. Estes segmentos necessitam de alguma profundidade antes de atingir a carga necessária para sua própria estabilidade e garantir a capacidade de suporte necessária para sustentar definitivamente a estrutura em reforço.

Durante a execução de uma estaca Mega, alguns cuidados devem ser observados para uma correta instalação e obtenção de um adequado sistema de reforço. A seguir, citam-se alguns deles.

Segundo Milititsky (1991), o comportamento de estacas em solos com grãos mais angulosos, depende também da velocidade de carregamento. Certamente o autor travava de solos arenosos e sua próxima constatação, exibida à seguir, complementa esta afirmativa.

Ainda segundo Milititsky (1991), de forma geral, elevadas velocidades de carregamento resultam em aumento da capacidade de carga e da rigidez do sistema solo-estaca e velocidades baixas, resultam em redução da capacidade de carga e da rigidez do sistema.

O autor acima não quantifica o tempo em referência. Na obra, usualmente, cada segmento de estaca de concreto com comprimento igual a 0,50 m é cravado em 3 minutos.

O operador experiente sabe que é preciso deixar entre a sapata em reforço, por exemplo, e o fundo da cava, cerca de 1,0m de altura para o início dos trabalhos de cravação. Cada segmento de concreto será cravado com até 3 calços de madeira, de altura 0,17 m, cada.

A cravação de uma estaca metálica geralmente é mais demorada. Mesmo levando em conta que cada segmento de estaca tem 0,70 m de altura, o processo de rosqueamento dos segmentos é mais demorado.

É preciso abrir uma cava com cerca de 1,20 m de profundidade e para a cravação de cada segmento é necessário a instalação de até 5 calços de madeira, com altura de 0,17 m, cada. Para uma cravação comum de cada segmento metálico com rosca, em média são necessários 6 minutos.

Tschebotarioff (1978) relata que para se evitar o aparecimento posterior de recalques diferenciais nas obras reforçadas, especialmente quando as novas estacas alcançarem apenas uma fina camada de areia ou pedregulho, que potencialmente poderiam “falsear” a carga de cravação, atingindo-a com a estaca muito curta, geralmente é essencial que se carregue previamente cada estaca com a carga total que vai suportar, por vezes conduzindo-a através destas camadas.

Quando se acompanha um estaqueamento com estacas pré-moldadas e deseja-se uma uniformidade ou supressão dos recalques, é usual seu controle através da Nega. No caso das estacas tipo Mega, este controle não é possível.

Para este tipo de estaca, uma forma eficiente de se garantir a estabilidade da obra, garantindo o equilíbrio e a eliminação dos recalques, é alcançando as cargas de projeto, com seus devidos coeficientes de segurança, lendo-as no manômetro hidráulico.

O acompanhamento por um engenheiro geotécnico, ao lado de uma boa equipe de campo, é importante, pois o solo é muito variável e algumas poucas sondagens podem não representar com perfeição o subsolo local, causando potenciais dúvidas à equipe.

Existem pequenos detalhes que devem ser acompanhados por um engenheiro especialista, pois não é possível se garantir que uma estaca esteja realmente transmitindo ao solo, a tensão que se lê no manômetro, sem alguns cuidados.

Pode ocorrer algum problema com a aferição daquele manômetro, a unidade de leitura do manômetro, geralmente, é kgf/cm^2 , no qual se deve multiplicar o valor lido no manômetro pela área do pistão para se obter a carga aplicada na estaca.

Como pode existir mais de um diâmetro de pistão em uma mesma empresa executora e, como o pistão para o cálculo está interno à câmara e não é possível medi-lo sem desmontá-la, é necessário verificar com estas empresas, por meio de tabelas de especificação dos equipamentos, qual o diâmetro de seus pistões para o correto cálculo da pressão aplicada.

Em geral, as empresas procuram facilitar a leitura nos manômetros e produzem equipamentos de tal forma a que suas leituras sejam de fácil interpretação na obra. Encontram-se, na maioria dos casos, pistões com adequação de áreas, em cm^2 , desenvolvidos para uma fácil conversão de unidades de “pressão” (kgf/cm^2) para unidades de “força” (Kgf ou Tf), obtendo-se a carga aplicada na estaca.

Por exemplo, para uma escala no manômetro de 50 kgf/cm^2 , procura-se utilizar nas obras pistões com área de 200 cm^2 , bastando apenas o operador multiplicar a área de 200 cm^2 pelo valor lido no manômetro para a obtenção da carga aplicada na estaca.

É possível ainda, por exemplo, em qualquer terreno, com o pistão no curso máximo a leitura do manômetro, se forçado, irá até o fundo da escala com apenas um segmento de estaca. Para isto, basta apenas que o operador, desatento, coloque carga em um pistão já em seu curso máximo.

Durante as dezenas de obras acompanhadas pelo autor, observou-se, entre outras coisas, que a estaca metálica oferece uma segurança um pouco maior em relação a sua estabilidade. Por outro lado, a estaca de concreto é mais fácil de ser instalada por conta da utilização de menos calços e por não ter a necessidade de ser rosqueada.

Alguns problemas são enfrentados pelos dois tipos de estaca e cabe ao operador sua correta instalação.

Um problema muito comum ocorre quando há a necessidade de se instalar uma estaca junto a outra já existente, pois o solo próximo a ela já está mais compactado e em conjunto com o solo na ponta, região de seu bulbo de tensões, tende a “jogar” a estaca Mega na direção oposta à estaca existente, que quase sempre é na direção do operador.

Neste caso, é necessário colocar os calços com uma inclinação de tal forma a combater esta tendência.

Segundo Oliveira (1993), durante a cravação é essencial a experiência do “macaqueiro” pois pode ocorrer um desvio da estaca na passagem de aterros ou em outras circunstâncias semelhantes. Nestes casos o “macaqueiro” consegue eliminar a estaca, cravando-a para fora da projeção do pilar ou bloco de coroamento, por exemplo, possibilitando a execução de uma nova estaca sem grande incremento de excentricidade, colocando o macaco excentricamente em relação ao eixo da estaca. Esta experiência também é fundamental no término da estaca quando a reação é

pequena. É preciso sensibilidade em relação à estrutura para “carregá-la” o máximo possível, sem produzir qualquer dano.

O comprimento e conseqüentemente a carga máxima de uma estaca são fornecidos por uma das duas condições abaixo descritas:

a) A carga é pré-determinada. Neste caso há variação no comprimento e é feito um ajuste no número de calços e cunhas. Também existe na obra, o elemento de meia estaca, ou seja, segmentos com 25 cm de comprimento.

b) O ajuste do comprimento é pré-determinado provocando pequenas variações no carregamento. Neste caso, colocam-se dois calços e quatro cunhas além da cabeceira, ajustados a um comprimento. Também neste caso utilizam-se “meios segmentos”

Magalhães (1997), em entrevista à revista *Téchne*, explica a técnica de execução desenvolvida em sua empresa, comum às demais, para as estacas de reforço de fundação tipo Mega. A técnica prevê a instalação das estacas Mega com 200, 300 ou 500 KN de capacidade ao lado das fundações danificadas. A operação utiliza o peso das edificações existentes para cravar as estacas com o uso de macaco hidráulico. A produção das estacas é realizada em depósito centralizado, com fôrmas metálicas e controle de traço do concreto e dos materiais utilizados como cimento, agregados e aço. Padronizadas, as peças consistem de estacas (25 cm x 50 cm), cunhas (10 cm x 10 cm x 25 cm) e cabeçotes (25 cm x 40 cm x 30 cm). A cravação pelos macacos hidráulicos, com até 2.000 KN de capacidade, é controlada por manômetros aferidos e, no final, o encunhamento é feito com a estaca em carga.

Faraggi (2001) lembra, em entrevista à revista *Téchne*, que o método tem difícil aplicação fora da projeção da estrutura existente, verificando que nesses casos, seria necessário criar uma extensão da estrutura para integrar o novo ponto de apoio às cargas do edifício.

Para a fase final, antes de seu encunhamento, a estaca deve receber 2 barras de aço de 12,5 mm e ser preenchida com “grout”.

Aoki (1982) lembra que algumas estacas Mega têm uma barra de aço “grouteada” no centro (foto 5.2.3).

O autor observou nas dezenas de obras acompanhadas, que para cargas menores, como reforço de pilares de sobrados, as estacas são preenchidas com “grout”, mas, em geral, não recebem ferragem.

Joly * (Informação verbal), menciona que é preciso verificar com mais critério a necessidade de utilização de barras de aço no interior das estacas com segmentos de concreto. Verifica-se na prática a existência de muitas estacas de concreto sendo executadas com seu interior super armado e “grouteado”, na tentativa de “fuga” da utilização, mais onerosa, de estacas com segmentos metálicos.

Esta barra “grouteada” serve para melhorar a capacidade de carga da estaca, como guia no processo de encaixe entre os segmentos e como aumento da capacidade de reação a carregamentos horizontais ou inclinados, ou quando a estaca estiver embutida em solos com baixa capacidade de suporte lateral.

* JOLY, J. (Engenheiro civil, diretor da Refortec Engenharia, Indaiatuba). Entrevista por telefone. 2004.

5.6 MÉTODO DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PROPOSTO PELOS ENGENHEIROS DÉCOURT E QUARESMA (1978)

Décourt e Quaresma (1978) propuseram um método expedito para a estimativa da carga admissível de estacas pré-moldadas de concreto a partir de dados do SPT (Standard Penetration Test).

Este método consiste na estimativa da capacidade de carga da estaca ao longo de seu fuste e na sua ponta, separadamente, utilizando para isto, diretamente a analogia com o ensaio SPT.

Originalmente, o método foi desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto cravadas em solos residuais e qualquer solo do sedimento terciário da bacia de São Paulo (TSBSP).

A expressão proposta pelos engenheiros Décourt, L e Quaresma, A (1978), apresentada sob o título de “Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT”, no VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, no Rio de Janeiro, será descrita a seguir.

Para se determinar a carga de ruptura (Q_r), somam-se as parcelas de carga lateral ($Q_{s,r}$) e carga de ponta ($Q_{p,r}$), ambas na ruptura, definida pela expressão (3):

Em que:

$$(Q_{s,r}) = q_{s,r} \cdot S_{lat}, e \quad (1)$$

$$(Q_{p,r}) = q_{p,r} \cdot S_p. \quad (2)$$

Por tanto, tem-se:

$$Q_r = q_{s,r} \cdot S_{lat} + q_{p,r} \cdot S_p \quad (3)$$

Em que:

S_{lat} : área lateral da estaca, e

S_p : área da seção transversal da ponta da estaca.

Para os termos de atrito lateral unitário máximo ($q_{s,r}$) e reação de ponta ($q_{p,r}$), tem-se:

a) Parcela da estimativa do atrito lateral unitário:

$$q_{s,r} = 10 \cdot (\bar{N}/3) + 1 \quad \text{em (KN/m}^2\text{)} \quad (4)$$

b) Parcela da estimativa de reação de ponta :

$$q_{p,r} = K \cdot N_p \quad \text{em (KN/m}^2\text{)} \quad (5)$$

Em que:

\bar{N} : valor médio do SPT no interior da camada de cálculo,

N_p : média entre os valores de SPT logo acima da ponta da estaca, na ponta da estaca e logo abaixo da ponta da estaca, e

K : constante dada em função do tipo de solo (Tabela 1).

Substituindo-se as expressões (4) e (5) na expressão (3), tem-se a carga de ruptura prevista (Q_r), conforme a expressão (6):

$$Q_r = [10 \cdot (\bar{N}/3) + 1] \cdot S_{lat} + [K \cdot N_p] \cdot S_p \quad \text{(em KN)} \quad (6)$$

Para a carga admissível da estaca pré-moldada (Q_{ad}), Décourt e Quaresma propõem fatores de segurança parciais de 1,3 para a parcela de atrito lateral e 4,0 para a parcela responsável pelo suporte da carga na região da ponta da estaca, obtendo-se:

$$Q_{ad} = Q_s/1,3 + Q_p/4 \quad \text{ou} \quad (7)$$

$$Q_{ad} = (Q_s + Q_p) / 2 \quad (8)$$

devendo-se adotar o menor dos valores acima.

Na concepção desta fórmula, os idealizadores recomendam que se utilize para os números (N) de SPT menores que 3, valor igual a 3.

Em modificação da versão original, Décourt recomenda que para os números de SPT maiores que 50, se adote igual a 50.

Segundo os autores, esta ruptura, quando não é claramente definida, é a convencional, ou seja, a carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro.

Tipo de solo	K (KN/m ³)
Argila	120
Silte argiloso (solo residual)	200
Silte arenoso (solo residual)	250
Areia	400

Tabela 5.6.1 – Valores do coeficiente “K” em função do tipo de solo.

(In: Décourt & Quaresma, 1978)

Décourt, em Hachich, W. et al (1998), propõe a utilização dos coeficientes α e β em sua fórmula original para a inclusão de alguns tipos de estaca, conforme expressão (9). Estes coeficientes se alteram em função do tipo de estaca e do tipo de solo, conforme as tabelas 2 e 3.

$$Q_r = 10 \cdot \beta \cdot [(N/3)+1] \cdot S_{lat} + \alpha \cdot [K \cdot N_p] \cdot S_p \quad (\text{em KN}) \quad (9)$$

Décourt, em Hachich, W. et al (1998), cita “Qualquer que seja o método utilizado para o dimensionamento da estaca padrão sugere-se que para os outros tipos de

estacas sejam considerados os coeficientes ‘ α ’ e ‘ β ’”. O autor sugere, em função do solo de embutimento, valores para as estacas Escavadas, Hélice Contínua, Raiz e Injetadas sob altas pressões, (Tabelas 2 e 3).

Os coeficientes “ α ” e “ β ” são coeficientes de majoração ou de minoração respectivamente para a reação de ponta (q_p) e para o atrito lateral unitário (q_s) que permitem estender os cálculos efetuados para a estaca padrão para outros tipos de estaca.

No entanto, conforme cita Amann (2000), “os métodos semi-empíricos não devem ser utilizados para realizar estimativas da parcela de atrito lateral ou ponta na ruptura, nem para estimar a transferência de carga ou o atrito lateral em uma determinada camada individualmente, pois se trata de métodos elaborados, estatisticamente, para estimar a carga de ruptura, e não suas parcelas em separado. Estes métodos foram criados para que a ponderação entre as camadas do fuste e a ponta levasse a um valor estatisticamente próximo ao extrapolado por Van der Veen”.

Tipo de estaca Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

Tabela 5.6.2 – Valores do coeficiente “ α ” em função do tipo de estaca e de solo.

Valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis.

(In: Fundações, Teoria e Prática, Pini, 2ª ed. 1998)

Tipo de estaca \ Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65	0,75	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60	1,0*	1,5*	3,0*

Tabela 5.6.3 – Valores do coeficiente “ β ” em função do tipo de estaca e de solo.

Valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis.

(In: Fundações, Teoria e Prática, Pini, 2ª ed. 1998)

5.7 CASOS DE OBRAS RELEVANTES QUANTO AO ESTADO DA ARTE E DESAFIOS ASSUMIDOS PELOS EXECUTORES

Foram selecionados seis casos de obras, abrangendo algumas das principais aplicações das estacas tipo Mega.

Estes casos foram escolhidos, pois abrangem as principais aplicações e características das estacas tipo Mega, como:

- Avanço em sua tecnologia de execução, podendo ser executada de forma inclinada no terreno, alcançando regiões de apoio mais competentes;
- Limitações ao uso;
- Aplicações principais;
- Versatilidade (aplicação tanto em reforço de fundações como em fundações definitivas);
- Caso de obra típico a partir do qual se deu origem e aprimoramento a este método de fundação;
- Solução única para um determinado tipo de obra.

A seguir, destacam-se sucintamente as características de cada caso:

No **caso 1**, apresentado pelo Eng^o. Armando de Oliveira (2000), observa-se uma inovação da metodologia de instalação de estacas Mega, combatendo o problema, já conhecido, da influência dos bulbos de tensões em estacas próximas, cravadas posteriormente.

Para aumentar a capacidade de carga das fundações profundas de um edifício já existente, por conta da instalação de dois elevadores, a melhor solução estudada foi a execução de seis estacas Mega metálicas com rosca, reforçando blocos com oito estacas pré-moldadas de concreto.

Para resguardá-las de possíveis esforços horizontais em seus fustes, oriundos dos bulbos de pressão das estacas já existentes, pois deveriam alcançar camadas mais profundas e mais competentes que as anteriores, promoveu-se à cravação inclinada destas estacas para fora do bloco, com proporção 1:10.

A inclinação de estacas é prática conhecida e relativamente simples na engenharia, como nas estacas executadas com “furos direcionais”, tipo Raiz, por exemplo. Entretanto, para as estacas cravadas por reação, há uma maior dificuldade em se manter sua trajetória, em função das diversas camadas do solo e possíveis matacões e pedregulhos.

Para tanto, é necessária uma equipe técnica reconhecidamente competente.

No **caso 2**, apresentado pelos Eng^{os} Silvio Pereira Lima e Leandro de Moura Costa Filho (2000), descreve-se uma obra com um problema clássico de reforço de fundação para solução em estacas Mega. Entretanto, após um estudo mais detalhado do problema, esta solução foi descartada por conta da fragilidade da estrutura de reação e o elevado índice SPT do solo de apoio.

A descrição deste caso serve para lançar por terra qualquer tipo de “tabela prática de soluções para fundações”, do tipo que descreve características de um problema e fornece uma solução.

É fato que nas escolas de engenharia, a maioria dos formandos optam pela área de estruturas, não se aprofundando no estudo do solo e fundações.

É comum verificar que engenheiros experientes de grandes empresas procuram os escritórios de fundações com soluções “prontas” para seus problemas, desconhecendo muitas vezes, algumas nuances fundamentais, que muitas vezes condenam aquela solução.

Um dos objetivos deste trabalho é justamente esclarecer pontos obscuros deste tipo de fundação e desenvolver os limites de utilização deste tipo de solução.

Para o **caso 3**, apresentado pelos Eng^{os} Sussumu Niyama, José Theóphilo Leme de Moraes e Gisleine Coelho de Campos (2000), procurou-se mostrar um tipo de ocorrência muito comum em grandes conjuntos habitacionais populares.

Em geral, as regiões para suas implantações, quando próximos a grandes centros urbanos, são áreas de aterro, solos de baixa capacidade de suporte ou muito acidentadas, o que potencializa os riscos quanto as suas fundações e obras de terra.

Neste caso, houve uma obra não prevista no projeto original do conjunto habitacional. Foi executado, por conta dos moradores, um sobreaterro de entulho para a construção de uma via de acesso. Por consequência da falta de projeto e acompanhamento técnico adequado, ocorreu uma série de deformações, trincas e abaulamentos alarmantes nesta região, gerando instabilidade nas edificações próximas.

Houve a construção de um edifício exatamente em um terreno composto pela transição entre corte e aterro, onde se verificou futuramente que o material do aterro era formado por uma argila porosa vermelha com areia fina. Na época das chuvas, foram detectadas trincas horizontais na região de aterro e berma de acesso, caracterizando a movimentação parcial do maciço.

Provavelmente ocorreu a saturação do solo, uma lixiviação parcial de seus finos e a redução dos vazios, acrescida pelos vazios da argila porosa, culminando no recalque parcial da região do aterro.

Na estrutura foram detectadas rachaduras e a confirmação da movimentação.

Técnicos do IPT que monitoravam o local, diagnosticaram uma situação de risco iminente na estrutura da edificação localizada na região do aterro instável e procedeu-se à execução do reforço das fundações.

Para tanto, recomendou-se a execução de estacas tipo Mega, pela capacidade de suporte imediato da estrutura, sem a necessidade de algum recalque para a

transmissão da carga da estrutura para a nova fundação, o que poderia prejudicar ainda mais a estrutura.

O **caso 4**, apresentado pelos Eng^{os} Dirceu de Alencar Velloso e David Antunes Cabral (1982), exemplifica a metodologia já citada neste trabalho, que possibilita a instalação das estacas tipo Mega concomitantemente ao alteamento da estrutura.

É demonstrada também a capacidade de cravação desta estaca na obra por meio de dois sistemas de cargueira diferentes, demonstrando seu aperfeiçoamento ao longo do tempo, por meio de tabelas com tempos de execução. Descreve-se ainda sua velocidade de execução, comparando-a com a velocidade de instalação da estaca pré-moldada e alcançando sua equiparação.

Como já mencionado anteriormente, este sistema encontra-se atualmente em desuso, por conta do desenvolvimento de estacas mais modernas como a hélice contínua, por exemplo. Entretanto, seu histórico se faz importante para que se verifique a potencialidade deste tipo de solução.

O **caso 5**, , apresentado pelos Eng^{os} Sigmundo Golombek, Augusto Carlos de Vasconcelos e Carlos Moreira Maffei (1974), é um exemplo típico do problema de reforço da fundação que deu origem às estacas macaqueadas por reação.

Como já mencionado anteriormente, estas estacas foram desenvolvidas para reforçar os edifícios por conta dos possíveis recalques do solo durante as obras dos túneis do metrô de Nova Iorque.

No Brasil, entre outros casos, destaca-se a sub-fundação do edifício do banco Itaú.

Para esta obra, os engenheiros verificaram que a estrutura não suportaria recalques maiores que 1 cm, que suas fundações eram compostas por tubulões com taxa de 1 MPa, aparentemente sem reservas de carga e, entre as diversas soluções estudadas, optou-se pela execução de três estacas Mega metálicas tubulares com 40 cm de

diâmetro e 1,6 cm de espessura, para cada bloco de capeamento dos tubulões de divisa.

Foram aplicadas cargas de até 3.500 KN por estaca e são relatados casos interessantes de obra, como a alteração de quatro estacas por bloco para três, por conta de revisões de cálculos, solicitadas pela necessidade de redução de prazos e outros pormenores e houve ainda uma estaca desaprumada, sendo demonstrado como se procedeu a sua remediação.

Quanto ao controle de obra, todos os macacos eram controlados por uma mesa de comandos hidráulicos, colocada na parte central do túnel de acesso aos poços.

O **caso 6**, publicado na revista *Téchne* (1999), é importante, pois retrata uma típica situação em que apenas a estaca tipo Mega era recomendada.

Por conta da dificuldade de acesso aos quatro cantos de uma estrutura, não foi possível a execução de estacas Raiz para seu reforço, como de projeto, e como solução, foi necessária a execução de estacas Mega.

A seguir, são descritos os casos supracitados:

CASO 1: Reforço de fundações em estaca Mega metálica com rosca como reforço de pilar cuja carga aumentou 2.800 KN.

Autor:

Engº Armando de Oliveira

Fonte: SEFE IV.vol. 2 Pg.131 a 136

Trata-se do caso de um edifício já pronto, que teve seu tipo de uso modificado com o acréscimo de dois elevadores grandes e conseqüentemente houve a necessidade de reforço na estrutura, pilares e fundações.

As fundações antigas eram compostas por pilares com 4.700 KN, descarregando em blocos de coroamento de 1,6 m de altura, com 8 estacas pré-moldadas de 35 x 35 cm, portando 600 KN por estaca e com comprimento médio de 12 m cada.

A sondagem próxima aponta para: aterro até 3m; argila mole de 3 a 8 m; silte compacto a muito compacto até 20 m e nível d'água a 4 m.

A carga total prevista, após a instalação dos elevadores e reforço, será de 7.500 KN.

Como solução para a compensação dos 2.800 KN extras, foi proposto um reforço de fundações com 6 estacas Mega metálicas com rosca, para a carga de trabalho de 500 KN cada.

Cada estaca deverá ser constituída por tubo de aço especial, inclinadas para fora do bloco na proporção de 1:10, ter diâmetro externo de 5 polegadas, espessura de parede de 11 mm, peso de 290 N/ml, roscas especiais sem luvas, tubos com segmentos de 70 cm, carga de cravação de 800 KN por estaca, comprimento previsto de 13 m, dispositivo especial para reação a ser colocado na parte inferior do bloco já existente a ser reforçado, carga de encunhamento de 500 KN por estaca, ter o último tubo com bolsa para a melhor distribuição de tensões, ter o vazio dos tubos cheios com concreto armado de alta resistência, chapa de 20 x 30 cm e espessura de 20 mm na transição entre a estaca e o cabeçote, cabeçote, cunhas e concretagem central para cargas de 800 KN, conforme desenho a seguir.

A solução de reforço adotada foi a transferência das cargas para regiões do solo com características adequadas e onde não existam tensões expressivas provenientes das fundações já existentes, cravando estacas Mega metálicas inclinadas.

Szechy (1966) lembra que a superposição dos bulbos de tensões de sapatas ou até mesmo em fundações profundas são fatores que podem levar a um recalque da fundação.

A justificativa do autor para a inclinação das estacas é: “Se cravarmos uma estaca Mega metálica com diâmetro de 5 polegadas e inclinação 1:10, e sabendo que ela atingirá profundidades superiores às pré-moldadas já existentes, garantiremos a formação de um novo bulbo de ‘pressão’ independente ao já existente”, conforme a figura 5.7.1.

Segundo Niyama (1991), resultados das provas de carga estáticas mostraram que ocorre um aumento da capacidade de carga com a inclinação da estaca, porém esta inclinação não afeta a resistência de ponta.

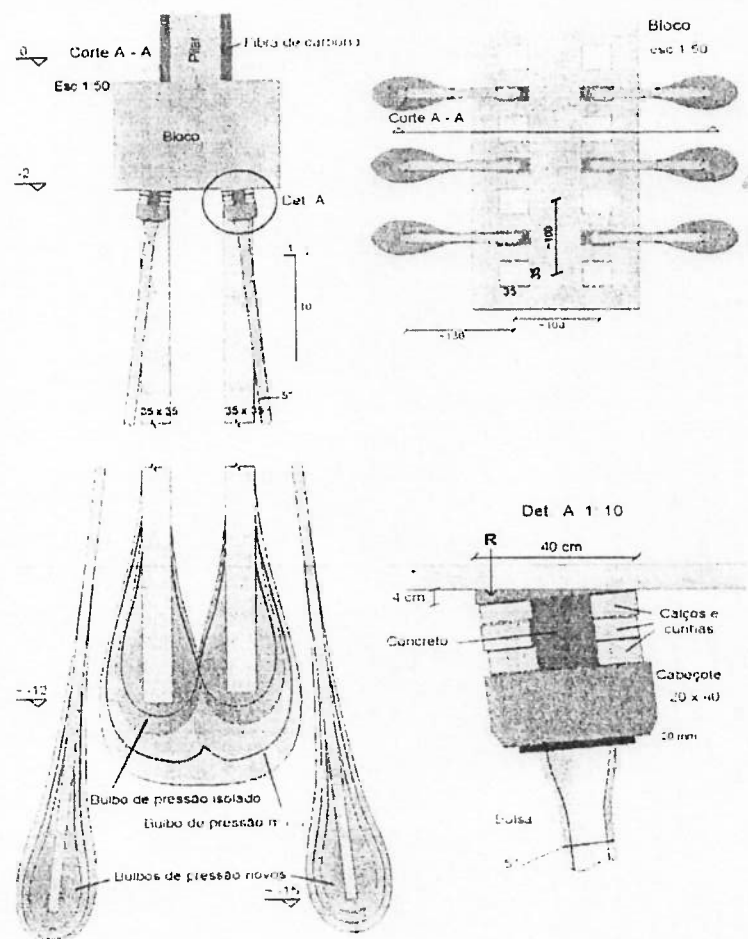


Figura 5.7.1 – Detalhe dos bulbos de tensão e sistema de encunhamento.

Fonte: SEFE IV (2000)

CASO 2: Reforço de fundações da estrutura de prédio industrial.

Autores:

Eng° Sílvio Pereira Lima

Eng° Leandro de Moura Costa Filho

Fonte: SEFE IV 2000 Pg. 391 a 401 vol 2

Neste caso, a solução com o uso das estacas Mega foi estudada e descartada.

Trata-se de um problema de recalque diferencial em um dos prédios de uma fábrica de alumínio, com fundações em sapatas, com tensão admissível de 0,2 MPa.

A solução em estaca Mega foi estudada e descartada em virtude dos elevados recalques já ocorridos nas sapatas, pois seria um fator comprometedor executar dispositivos de reação na própria estrutura. Outro motivo foi na fase de verificação das sondagens nas camadas inferiores, compostos por SPT da ordem de 30 a 40 golpes. o que prejudicaria a execução das estacas.

CASO 3: Recuperação das fundações de um edifício habitacional em acelerado processo de recalque e tombamento.

Autores:

Eng^o Sussumu Niyama

Eng^o José Theóphilo Leme de Moraes

Eng^a Gisleine Coelho de Campos

Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de são Paulo S/A – IPT

Fonte: SEFE IV 2000 Pg. 393 a 402 vol 1

É apresentado o caso de um edifício, parte de um conjunto habitacional popular, que começou a apresentar uma patologia severa após dois anos de construção e necessitou de obras emergenciais de reforço.

Características da edificação:

O prédio em questão faz parte de um dos blocos de conjunto habitacional popular, o que é composto por quatro prédios de formato retangular e dimensões em planta de 14,60 x 6,50 m, designados respectivamente por prédios A1,A2,B3 e B4. Os prédios são justapostos dois a dois, com quatro pavimentos, sendo dois apartamentos por andar. (Figura 5.7.2)

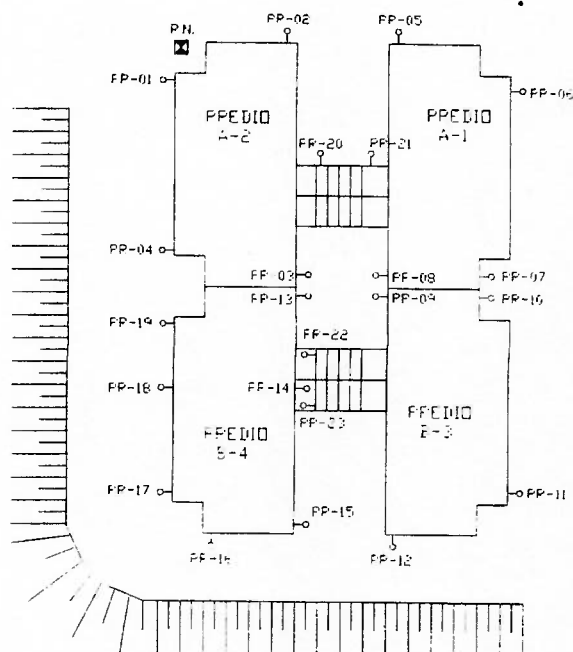


Figura 5.7.2 – Detalhe da planta de localização dos prédios e pinos de instrumentação.

Fonte: SEFE IV (2000)

Sua estrutura é constituída por alvenaria estrutural de blocos de concreto e suas escadas são executadas à parte, em concreto estrutural convencional.

De acordo com o projeto, as fundações foram executadas em estacas escavadas com diâmetro 20 e 30 cm e comprimento de 11 m, com capacidade de carga de 200 KN e 300 KN, respectivamente.

Características do terreno:

O platô no qual os prédios foram construídos é constituído parte por corte e parte por aterro. O terreno natural no lado norte, onde o prédio B4 é apoiado parcialmente, apresenta características de relevo íngreme, com declividade média da ordem de 30% aproximadamente, sendo que o setor de aterro atinge as maiores espessuras. O material do aterro se caracteriza por uma argila porosa vermelha com areia fina e o terreno natural por silte argiloso vermelho com areia fina.

Verificou-se que o terreno junto ao prédio B4, afetado por recalques, havia sofrido uma saturação.

Por conta disso, ensaios edométricos foram executados em corpos de prova extraídos na região do prédio B4 e em região próxima a ele, com as mesmas características.

Os ensaios mostraram susceptibilidade das camadas mais superficiais a processos de saturação, seja pela ação de precipitações pluviométricas, seja por efeito de eventuais infiltrações dos sistemas de captação e drenagem de águas pluviais e dos sistemas de água e esgoto.

Situação de risco iminente:

Verificou-se em inspeção técnica, a abertura da junta entre os prédios A2 e B4 com cerca de 5 cm (Figura 5.7.3), com evidente comprometimento das fundações do prédio B4.

A estrutura independente da escada, entre os prédios B3 e B4, se destacou em relação àquelas edificações.

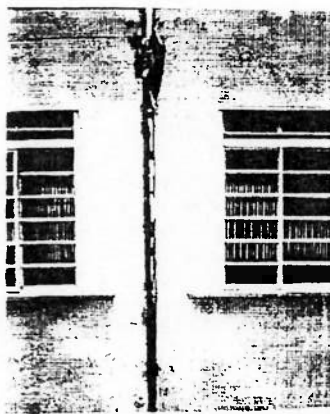


Figura 5.7.3 – Detalhe da abertura entre os prédios.

Fonte: SEFE IV (2000)

Foram observadas deformações visíveis no corpo do aterro do platô, na região norte, onde ocorrem as maiores espessuras do aterro, e verificadas trincas horizontais na berma naquela região do aterro. Sabia-se que naquele local havia sido executado um sobreaterro de entulho para a construção de uma via de acesso, fora do projeto, o que

agravou o surgimento de trincas devido à falta de compactação adequada, entre outros fatores.

Este processo de excessiva deformação ocorreu concomitantemente ao período de intensas chuvas, com infiltrações pelo terreno.

Instrumentação e intervenção:

Os prédios haviam sido instrumentados e estavam sendo monitorados pelo IPT, que constatou o recalque alarmante de 5 mm por dia por três dias consecutivos (Figura 5.7.4).

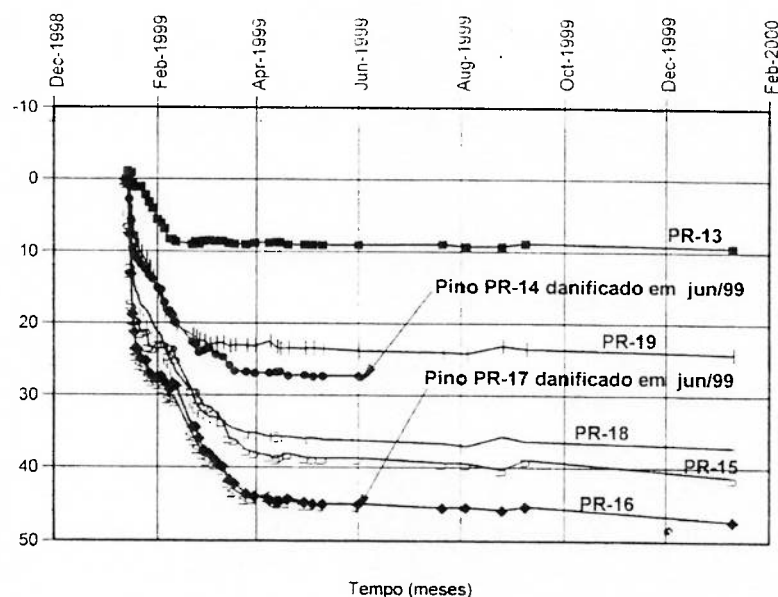


Figura 5.7.4 – Gráfico com a evolução dos recalques dos principais pinos do prédio B4.

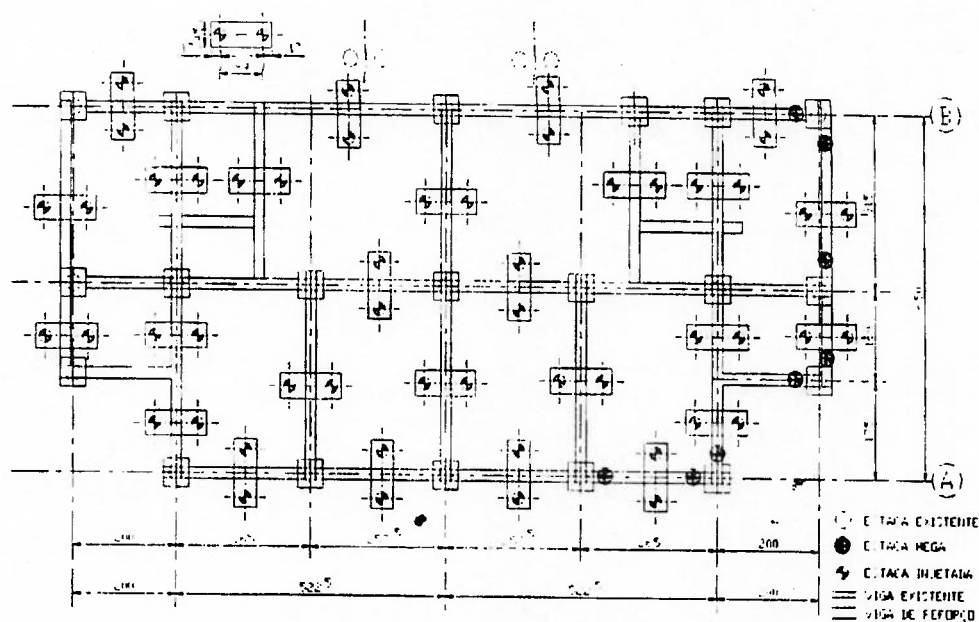
Fonte: SEFE IV (2000)

Diante disto, o IPT recomendou a imediata intervenção visando interromper esta movimentação, que comprometeria definitivamente a edificação, podendo levar até a um possível colapso.

Diversas medidas emergenciais foram tomadas abrangendo as fundações, maciços terrosos e drenagens, entre outros e seriam definidas ou discutidas ao longo do monitoramento, porém o reforço deveria ser imediato.

Instalação das estacas Mega como reforço das fundações:

Como medidas de reforço das fundações, no dia 13/01/99 foram instaladas 8 estacas Mega de concreto, conforme croquis (Figura 5.7.5), tendo sido concluídas no dia 17/01/99, atingindo inicialmente profundidades médias variando de 8 a 12 m e carga de cravação entre 200 e 220 KN. Posteriormente, quando recravadas, atingiram profundidades, em média de 12 m e carga de 300 KN.



Medidas em cm

Figura 5.7.5 – Locação das estacas de reforço tipo Mega.

Fonte: SEFE IV (2000)

O reflexo da execução destas estacas pode ser verificado nos gráficos da instrumentação (Figura 5.7.4), com o visível processo de estabilização dos deslocamentos.

Observa-se que, durante todo o período, a velocidade de recalque se manteve por volta de 5mm/dia, mesmo após o início da instalação das estacas Mega. Segundo a equipe do IPT, este fato pareceu mostrar um certo comportamento viscoso na interação solo-estrutura, isto é, a velocidade de recalque atingida pela massa do prédio necessitou de um certo tempo para estabilizar.

Este fato pode ser parcialmente discutível. Analisando os recalques crescentes desde o momento da intervenção com as estacas Mega, verifica-se que as velocidades dos recalques se mantêm relativamente constantes e com duração variando de um mês a dois meses e meio, até alcançarem o início do trecho visualmente em estabilização. É possível, portanto, e impossível de se avaliar com a instrumentação disponível no local, que uma parcela dos recalques seja proporcionada pela própria acomodação das estacas Mega no solo, ao longo do tempo.

Finalização dos serviços:

Logo após a estabilização precária dos recalques obtida através das estacas Mega, procedeu-se à execução da substituição das estacas originais por micro estacas, como foi previsto no projeto de recuperação da estrutura.

CASO 4: Uma solução para fundações em zonas urbanas.

Autores:

Engº Dirceu de Alencar Velloso

Engº David Antunes Cabral

Fonte: Revista Solos e Rochas, V.5, nº 3, pg 19 a 24 , Dez/1982

Os autores citam quatro obras com a utilização de estacas Mega na cidade do Rio de Janeiro, com cilindros de concreto armado, diâmetro de 30 cm e comprimentos de 1,5 a 6,0 m, para uma carga de trabalho de 700 KN.

Para estas quatro obras, os autores procuram demonstrar a viabilidade das estacas Mega de concreto para obras de fundação. Para tanto, são apresentados três casos em que a solução para a reação da estaca foi a utilização do sistema de cargueiras, e os autores procuram também mostrar a evolução dos sistema, com a operação das duas versões nas obras (versão convencional e aperfeiçoada).

Com esta inovação, os autores garantem que, utilizando a plataforma desenvolvida por Estacas Franki Ltda., essas estacas podem ser instaladas com uma produtividade máxima da ordem de 65 m/dia, a qual é comparável à obtida com estacas cravadas à percussão.

Outro caso apresentado foi a instalação das estacas utilizando blocos de coroamento especiais, que inicialmente trabalham como fundação direta e são providos de furos por onde serão cravadas as estacas, depois de começarem as obras de levantamento da estrutura, quando haverá reação para sua instalação.

A seguir, de forma sucinta serão descritas as características técnicas de cada obra.

Obra 1: Av. Borges de Medeiros, 2545

Carga máxima por pilar: 7.800 KN;

Carga mínima por pilar: 540 KN;

Número de estacas: 219;

Comprimento médio: 12,50 m;

Comprimento máximo: 26 m, nas proximidades da sondagem F-2 (Figura 5.7.6);

Produtividade para a plataforma convencional: 2,6 m/h;

Produtividade para a plataforma aperfeiçoada: 4,7 m/h;

(estes tempos incluem a prensagem das estacas, manuseio de elementos e deslocamentos da plataforma)

Duração da obra: 83 dias.

Nas Tabelas 5.7.1 e 5.7.2 são fornecidos os tempos de deslocamento da plataforma na execução de um bloco.

Como observação, a camada de areia intermediária foi ultrapassada com o auxílio de jato d'água.

Obra 2: Rua Senador Vergueiro, 170

Carga máxima por pilar: 9.970 KN;

Carga mínima por pilar: 220 KN;

Produtividade para a plataforma convencional: 3,3 m/h;

Produtividade para a plataforma aperfeiçoada: 5,0 m/h;

(estes tempos incluem a prensagem das estacas, manuseio de elementos e deslocamentos da plataforma);

Sondagens representativas (Figura 5.7.8);

Nas Tabelas 5.7.3 e 5.7.4 apresenta-se uma idéia dos tempos de execução das estacas de blocos.

Obra 3: Av. Borges de Medeiros, 3535

Carga máxima por pilar: 4.500 KN;

Carga mínima por pilar: 780 KN;

Número de estacas: 280;

Comprimento médio: 11,0 m;

Produtividade para a plataforma convencional: 5,0 m/h;

Produtividade para a plataforma aperfeiçoada: 7,0 m/h;

Duração da obra: 54 dias.

Obra 4: Praia de Botafogo, 322/326

Carga máxima por pilar: 2.980 KN;

Carga mínima por pilar: 190 KN;

Número de estacas: 148;

Comprimento médio: 30,0 m;

Produtividade: 1,4 m/h; (incluindo manuseio de elementos, instalação de macacos, cravação, etc.)

Duração da obra: 77 dias;

Sondagens representativas (Figura 5.7.7).

Para esta obra, utilizou-se o recurso dos blocos especiais, conforme sistema de cravação exposto anteriormente (Figura 5.1.5).

A seguir, apresentam-se as figuras e tabelas com os dados adicionais das obras:

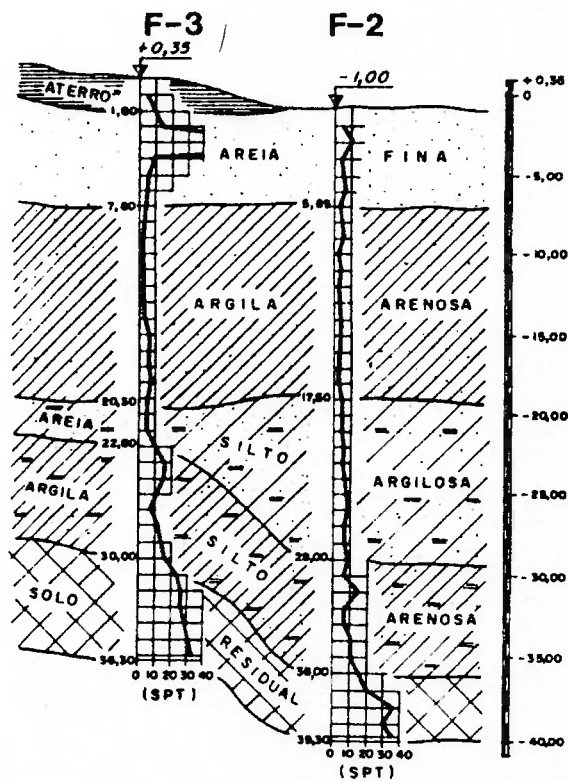


Figura 5.7.6 – Perfil geotécnico da Av. Borges de Medeiros, Nº 2545.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

BLOCO	Nº DE ESTACAS	TEMPO (horas)
P69	3	1:10
P 9	6	2:20

Tabela 5.7.1 – Plataforma aperfeiçoada.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

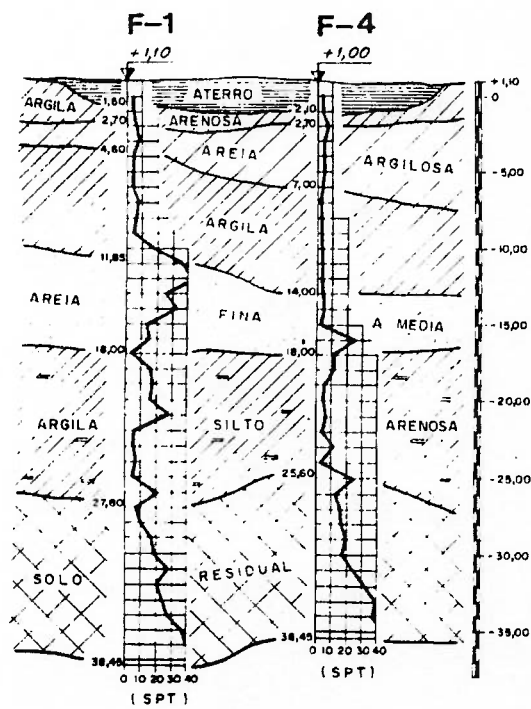


Figura 5.7.7 – Perfil geotécnico na praia de Botafogo, Nº 322/326.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

BLOCO	Nº DE ESTACAS	TEMPO (horas)
P51	3	4:00
P35	6	4:25

Tabela 5.7.2 – Plataforma convencional.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

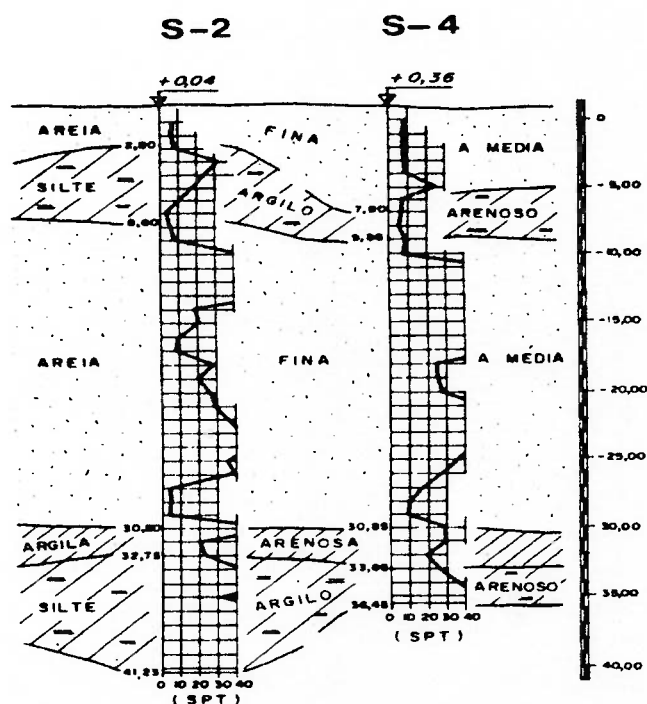


Figura 5.7.8 – Perfil geotécnico da rua Senador Vergueiro, Nº 170.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

BLOCO	Nº de ESTACAS	TEMPO (horas)
P21	7	3:20
P11	9	4:00
P17	15	4:55

Tabela 5.7.3 – Plataforma aperfeiçoada.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

BLOCO	Nº DE ESTACAS	TEMPO (horas)
P24	7	8:25
P12	9	6:30

Tabela 5.7.4 – Plataforma convencional.

Fonte: Velloso, D.A. e Cabral D.A. (1982)

CASO 5: Sub-fundação do edifício do Banco Itaú – Um exemplo de tratamento preventivo para minimizar os efeitos da escavação de túneis.

Autores:

Eng° Sigmundo Golombek

Eng° Augusto Carlos de Vasconcelos

Eng° Carlos Eduardo Moreira Maffei

Fonte: V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - ABMS, 1974, v.1, p. 284-97

Motivação para as obras de reforço das fundações

Analisando o projeto de uma nova linha do metrô sob a rua próxima ao edifício em questão, os engenheiros verificaram a sobreposição do prisma de interferência da escavação com as fundações do edifício, o que provocou uma série de estudos com os resultados apresentados a seguir.

Análise de risco para a estrutura

Em análise técnica dos projetos estruturais deste edifício, verificou-se que, por conta das alterações de projeto sofridas, a estrutura, em alguns pontos, não possui a tradicional reserva de resistência encontrada em estruturas calculadas por processos correntes.

Em análise mais minuciosa da estrutura, observou-se que as vigas-alavanca, com o recalque dos tubulões poderiam vir a funcionar totalmente como radier, faltando-lhes armação adequada para resistir à flexão, que se originaria na face superior.

Os prédios vizinhos às obras do Metrô foram analisados, à priori, quanto aos potenciais recalques, ficando caracterizado um potencial recalque diferencial médio

da ordem de 2 cm por prédio, aproximadamente um diferencial de 1:250, o que não justificaria, do ponto de vista técnico e econômico, qualquer tratamento em outros prédios da vizinhança.

As fundações do prédio do Banco Itaú estavam parcialmente atingidas pelo provável prisma de influencia da escavação do túnel inferior, conforme pode ser visualizado na (Figura 5.7.9), onde também se apresenta o perfil geológico. A análise de recalques mostrou que em um único pilar, haveria recalque de 2 cm, ainda negligenciando o efeito da escavação do túnel superior.

Como histórico, a escavação de um trecho anterior de túnel em couraça, como esse, havia causado recalques de 1 a 2 cm na superfície do terreno.

Foram adotados vários critérios para se estimar a capacidade de carga real do solo na base dos tubulões de apoio do edifício e chegou-se que essa era, pelo menos na região vizinha à escavação, da ordem de 1 MPa, o que fazia supor que não havia reservas quanto à taxa na base dos tubulões.

Para o edifício do Banco Itaú, conforme as análises técnicas de sua estrutura, constatou-se que não poderia sofrer recalques maiores que 1 cm, sob risco de comprometer sua estrutura.

Portanto, constatou-se que havia motivos suficientes para reechar danos ao edifício, a saber:

- Prédio de estrutura sem reservas, sensível a recalques diferenciais;
- Falta de critérios mais confiáveis para estimar o efeito da escavação;
- Comportamento anterior da couraça;
- Taxas relativamente altas nas bases dos tubulões.

Esses motivos levaram à sub-fundação do edifício, único recurso julgado seguro. Outros recursos, como injeções de consolidação, foram afastadas face a suas inconveniências específicas para o caso.

Projeto da sub-fundação

O partido adotado consistiu em prever a instalação de estacas entre a divisa e os tubulões existentes de modo a aliviar a carga sobre eles.

O projeto previa a cravação de quatro estacas Mega metálicas tubulares com 40 cm de diâmetro e 1,6 cm de espessura para cada tubulão.

A cota de projeto para a extremidade inferior das estacas previstas pelo projeto era na 722,00 e na (Figura 5.7.9), verifica-se que elas ficariam bem abaixo de qualquer prisma de influencia que poderia imaginar.

Como se esperava a dificuldade de cravação perto da cota 730 face à consistência do solo e à compactação provocada pelos tubulões, o projeto autorizou a lavagem interna da estaca, deixando-se uma “rolha” de apenas 50 cm, que foi desconsiderada na fase de execução, pela dificuldade de cravação da estaca e também de se aplicar a carga de cravação.

Em nenhuma fase a viga alavanca poderia ter um deslocamento maior que 3 mm.

Em fase posterior de análise, envolvendo prazos entre outros, concluiu-se que utilizando tubos metálicos com 1,6 cm de espessura, poder-se-ia executar 3 estacas ao invés de 4 como no início do projeto.

A (Figura 5.7.10), apresenta os detalhes do projeto de sub-fundação através de 3 estacas.

Procedeu-se à execução simultânea dos 4 grupos de estacas, cada um deles com 3 estacas por tubulão. Resolveu-se cravar em cada grupo, primeiro as estaca mais próximas às divisas. Cada estaca recebia a aplicação de um macaco que era ajustado

a ela e todos os macacos eram controlados através de uma “mesa” de comandos hidráulicos colocada na parte central do túnel de acesso aos poços.

A carga de cravação era de 2.100 KN em cada estaca. Porém as cotas previstas e necessárias não foram alcançadas.

Posto que as estacas, executadas com chapa de aço de 1,6 cm de espessura, poderiam suportar cargas maiores que as inicialmente previstas, foi resolvido aumentar a carga de cravação, após uma verificação e adequação efetuada na alavanca e a instalação de defletômetros nos pilares.

Esses procedimentos permitiram finalmente que as estacas correspondentes à alavanca mais próxima do túnel do Metrô atingissem cotas de ponta entre 724,0 e 725,0, enquanto as mais afastadas ficassem até na cota 726,00, onde foram testadas.

Foram aplicadas cargas de 2.850 KN, por estaca, mantidas constantes durante 2 horas. Quando o recalque após estabilização foi constatado ser menor do que 1 mm, as estacas foram descarregadas.

Em um dos blocos, uma estaca saiu do prumo encontrando, a certa profundidade, uma das outras.

Neste caso, cada uma das outras 2 estacas foi carregada com 3.500 KN e verificada sua capacidade, dada como aceitável.

Todas as estacas, depois de testadas, foram preenchidas com concreto para maior segurança, inclusive a estaca desviada.

A seguir, foram montados os blocos de transferência das cargas às estacas e as mesmas encunhadas para uma carga de 1.600 KN, conforme o projeto. No caso do bloco com a estaca desaprumada, as outras 2 foram encunhadas com 2.400 KN e a desaprumada com 1.600 KN.

Os blocos foram deixados encunhados para permitir a re-colocação dos macacos no caso de que, durante a passagem das couraças, houvesse algum recalque sensível.

Os recalques do edifício com a passagem das 2 couraças não atingiram 2 mm, valor inferior ao verificado em outros prédios que não tinham as características deste, não sendo preciso utilizar novamente os macacos e promovendo-se apenas um enchimento de concreto nos blocos metálicos e proteção na parte superior das estacas, finalizando os serviços de reforço das fundações.

A seguir, apresentam-se as figuras mencionadas no texto.

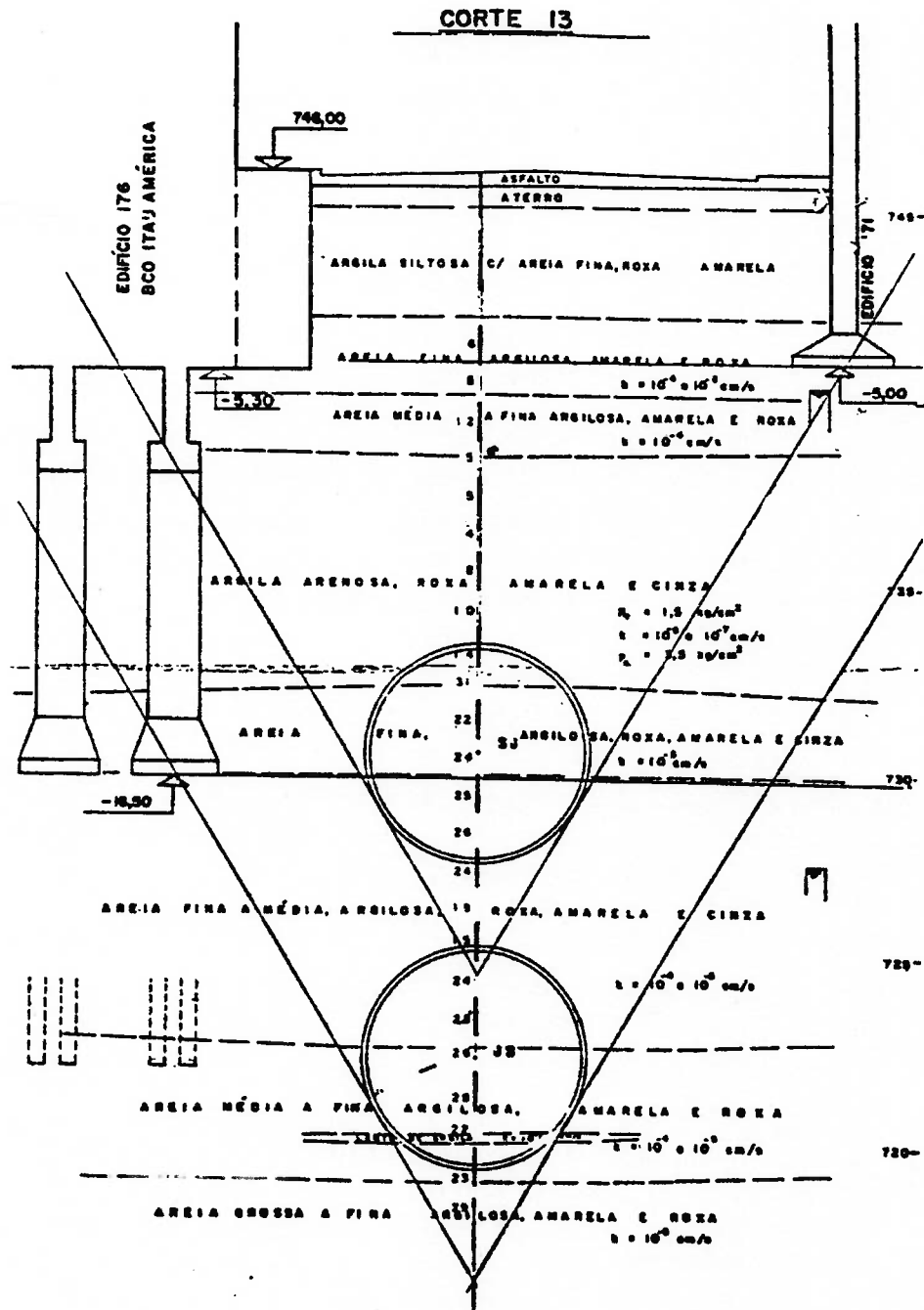


Figura 5.7.9 – Detalhe do prisma de interferência da escavação.

Fonte: V Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações (1974).

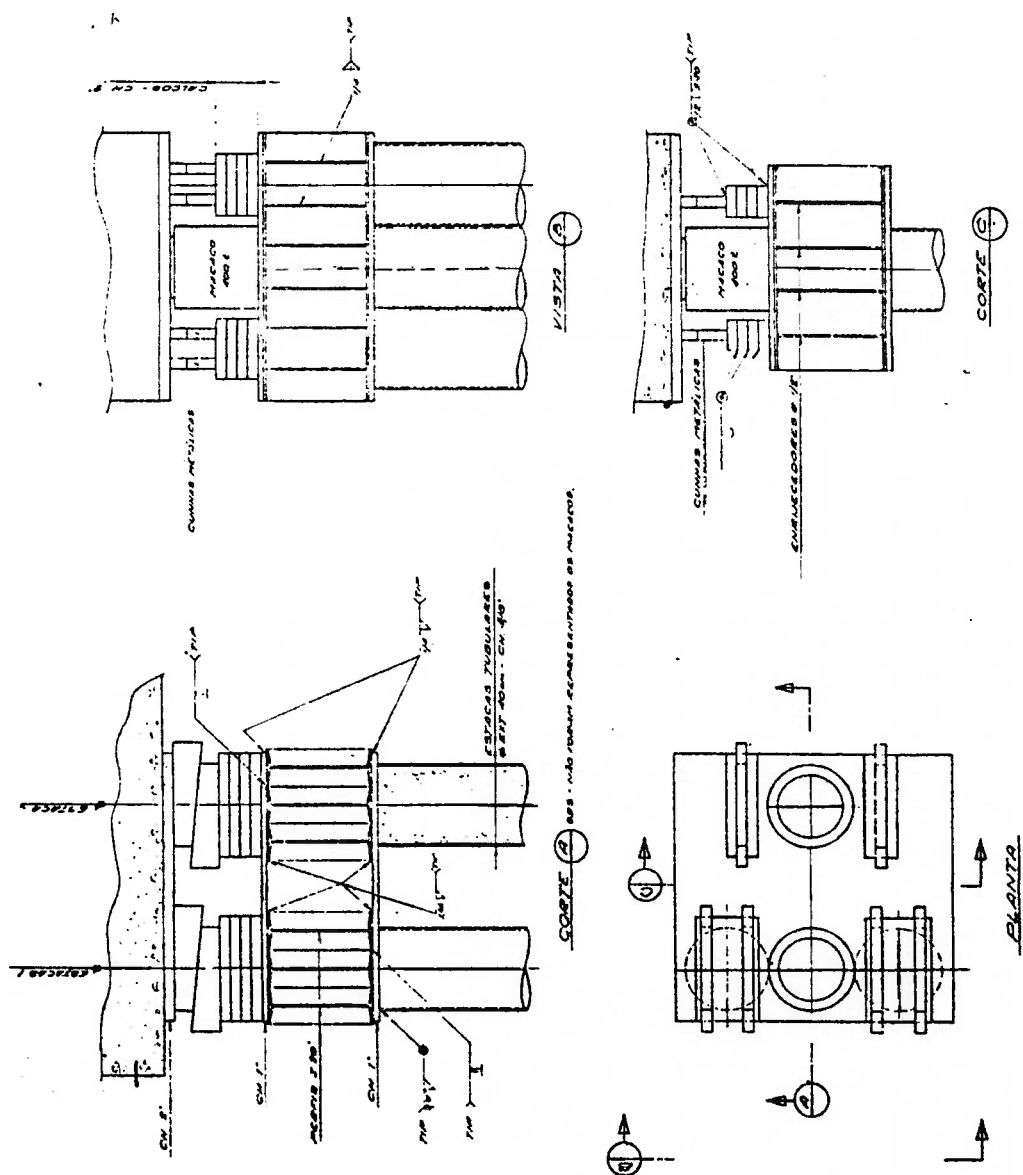


Figura 5.7.10 – Detalhe da locação das estacas nos blocos e sistema de reação Mega.

Fonte: V Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações (1974).

CASO 6: Reforma e execução do Complexo Júlio Prestes

Artigo publicado na revista *Téchne*: “Concerto a 120 mãos”. Nº. 39, p. 18-25, Março de 1999

Para a conclusão das obras do Complexo Júlio Prestes na cidade de São Paulo (1999), de acordo com os cálculos estruturais, a cobertura e o piso técnico com os equipamentos para operação do forro móvel acarretariam uma sobrecarga nas fundações de cerca de 1.200 KN por sapata ou de 450 KN por pilar. As sondagens de solo apontaram a necessidade de um reforço das fundações, embora os 32 pilares que circundam o hall fossem compatíveis com a sobrecarga. Nos pontos de fácil acesso, optou-se pela execução de estacas raiz perfuradas com ar comprimido. Nos quatro cantos do hall, diante da impossibilidade de execução deste sistema, foram utilizadas estacas Mega de concreto e metálicas. Para solidarização das novas estacas com as fundações existentes, foi necessário perfurar as sapatas e armá-las com barras de aço, preenchendo-as em seguida com argamassa epóxica.

6. COMPARAÇÕES TÉCNICAS ENTRE AS ESTACAS TIPO MEGA E ENTRE ESTAS E OUTRAS SOLUÇÕES PARA OBRAS DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES

Este capítulo tem por objetivo a comparação técnica entre as estacas tipo Mega de concreto e metálicas com rosca e entre estas e algumas das outras soluções mais utilizadas para reforço de fundações.

É também apresentada uma tabela com valores econômicos médios, apenas para uma análise complementar da relação custo x benefício de cada tipo de estaca. Cabe aqui mencionar que os valores monetários apresentados nestas tabelas são médios e podem variar muito em função de diversos aspectos, entre eles, além do custo de cada serviço, pode-se levar em conta fatores como a situação financeira de cada empresa, estratégias de negócios, etc.

6.1 Comparações técnicas entre as estacas Mega de concreto e Mega metálica com rosca

Neste item, as características das estacas Mega de concreto e metálica com rosca são comparadas e como conclusão, o melhor tipo de estaca para cada condição de obra será sugerido. Para esta etapa, procurar-se-á analisar os casos de obras com as duas estacas cravadas e/ou casos da utilização de estacas de um só tipo. Serão utilizados dados retirados da bibliografia e de pesquisa de campo junto a empresas executoras, como em uma obra na região do Brás em que foram instaladas 2 estacas metálicas com o comprimento médio de 10,25 m e 5 estacas de concreto, com o comprimento médio de 3,0 m, com poucos metros de distância entre elas, mesmo horizonte geológico e cargas de cravação da ordem de 300 KN para as de concreto e 200 KN para as metálicas.

Com estes dados, verifica-se claramente uma grande diferença das características de cravação destas estacas no solo, o que será estudado ao longo desta dissertação.

Oliveira (2000) analisa o fato acima admitindo que o tubo metálico tem a ponta aberta e é instalado no solo por cisalhamento, enquanto o tubo de concreto entra comprimindo o solo.

Vargas (1982) relata, com relação às estacas tubulares de aço sem costura com diâmetro externo de 8 polegadas e ponta aberta, que é comum seu embuchamento e por este motivo não podem ser consideradas estacas que não deslocam o terreno.

Verifica-se claramente que as características físicas das estacas Mega de concreto ou metálicas influirão em seu processo de cravação, entretanto é preciso uma análise mais profunda de fatores como rugosidade, "set-up" e embuchamento de ponta para prever com maior segurança seu comportamento.

Costa, F. (1956) lista as características gerais dos tipos de estaca:

Estacas de concreto:

- Grande durabilidade, mesmo quando sujeitas a alternativas de secura e umidade;
- Não serem atacadas por seres vivos;
- Concreto de qualidade constante;
- Possibilidade da utilização das estacas logo após a sua cravação;
- Facilidade de transporte;
- Aptidão para, mediante armação especial e 'grouteamento', resistir a pequenos esforços de flexão;
- Fácil acomodação das peças na obra.

Desvantagens:

- Dimensões limitadas ao macaco disponível;

- Perigo de fissuração durante o transporte e cravação.

Estacas metálicas:

- Grande durabilidade, especialmente com aços especiais;
- Possibilidade de cravação nos piores terrenos;
- Possibilidade da cravação com menor alteração da estrutura de argilas, em relação às estacas de concreto;
- Possibilidade de utilização da estaca logo após sua instalação;
- Facilidade de transporte;
- Possibilidade de resistir à flexão.

Desvantagem:

- Custo elevado.
- Dimensões limitadas ao macaco disponível;

As estacas possuem características comuns como sua execução silenciosa, limpa, não gerando entulho, lama, material de descarte das escavações ou transbordamento e/ou perda de nata de cimento na obra, facilidade de instalação em espaços limitados e a necessidade de equipamentos relativamente econômicos e de baixo custo operacional para sua instalação, quando comparado à sua produtividade.

6.1.1 Quanto ao embuchamento das estacas

6.1.1.1 Desenvolvimento

Segundo Niyama (1991), os estudos conduzidos sobre o embuchamento de estacas de ponta aberta tem mostrado que, de fato, esta coluna de solo interno interfere na análise da distribuição de resistências entre o atrito e a ponta nas vizinhanças da base da estaca.

Para a análise do embuchamento nas estacas tipo Mega, além de verificações em obra, uma das melhores maneiras de se entender este fenômeno é através de análises em estacas piloto instrumentadas ou estacas modelo reduzidas, estacas reais instrumentadas em profundidade e através de modelagem numérica, como, por exemplo, as análises por elementos finitos.

O trabalho de Niyama (1992), sobre o embuchamento de estacas de ponta aberta, apresenta alguns dados que podem ser correlacionados, resguardando as devidas proporções, para as estacas tipo Mega.

Entretanto, o trabalho acima citado foi elaborado para estacas de grande diâmetro, cravadas por percussão (gerando mais vibração em relação à cravação de uma estaca tipo Mega) e com ponta em areia.

A explicação para o estudo apenas de estacas com ponta em solos não coesivos está na dificuldade de se analisar o comportamento de estacas em todos os tipos de solos. Outra explicação pode estar na prática comum entre os projetistas em se apoiar, na maioria das vezes, as estacas em solos não coesivos, embora exista uma considerável parcela de estacas apoiadas em solos residuais e também em argilas duras, dependendo do local e evidentemente, do tipo de obra.

Correlacionando-se os dados de campo e laboratório, verificou-se que as estacas modelo reduzidas tinham um fator de escala relativamente próximo às estacas tipo Mega. Procurou-se ainda tomar o cuidado de se obter dados apenas de carregamentos estáticos, pois, no caso de cargas dinâmicas, poderia ocorrer algum falseamento de dados pela diferente metodologia de cravação, com a propagação de suas ondas ao longo da interface solo x estaca.

Shashkov (1965), apud Junqueira, (1994), cravou estacas de tubos de aço de 50 mm de diâmetro ao lado de outra estaca com um cone de 74 mm na ponta. Este procedimento, chamado de "COMBINED SOUDING", consistia na cravação e teste quase estático de tubos de aço. Como conclusão, Shashkov verificou que bastava

ensaiar uma estaca de pequeno diâmetro e em seguida usar os resultados para uma estaca em escala real.

Esta relação é possível e será utilizada, similarmente, adiante, pois é possível verificar que as estacas tipo Mega tem dimensões mais próximas às estacas modelo analisadas por Niyama (1992) que as próprias estacas em verdadeira grandeza, cujos resultados da pesquisa deste autor foram extrapolados. Entretanto, para tal relação é preciso levar em conta alguns fatores de escala, como nas experiências de Niyama (1992), em que o autor utiliza areia fina, citando que é preciso aplicar no modelo, o máximo de realismo das condições de campo. Com a utilização da areia de granulométrica mais fina, pretendeu-se reproduzir no modelo a grande diferença entre os diâmetros da estaca e do grão de areia.

O fenômeno do embuchamento nas estacas de ponta aberta ocorre pela ação da bucha “plug” de solo que penetra no interior da estaca durante a sua instalação.

Quando a estaca “embucha”, uma parcela do solo, preso à ponta da estaca, é cravado junto com ela e tem sua penetração descontinuada, mesmo com o contínuo avanço de cravação da estaca. Com isso, ela trabalha praticamente como uma estaca de ponta fechada.

Quando a estaca não “embucha”, o solo preso à ponta não “acompanha” a estaca, mas atua similarmente ao solo lateral, provocando uma parcela extra de atrito lateral, o interno.

A figura 6.1.1.1.1 ilustra o exposto acima, onde:

- Q₀: Carga aplicada no topo da estaca;
- Q_{SE}: Resistência de atrito lateral externo;
- Q_{SI}: Resistência de atrito lateral interno;
- Q_{PA}: Resistência de ponta anelar;
- Q_{PT}: Resistência de ponta total

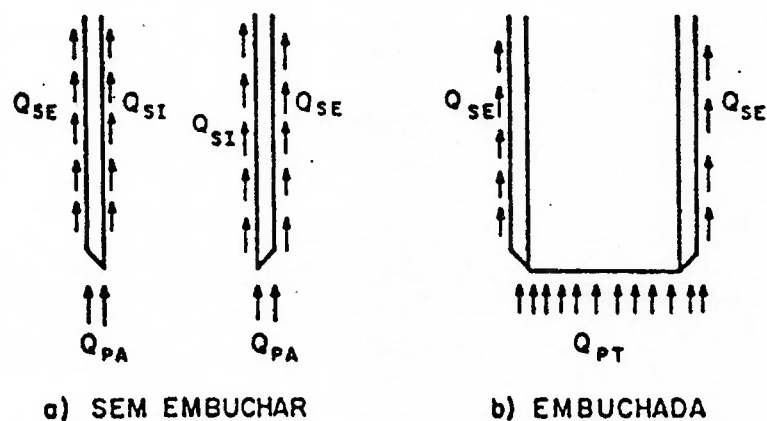


Figura 6.1.1.1.1 – Mecanismo das resistências durante a cravação.

Fonte: (TAGAYA et al, 1985 apud NIYAMA, 1992)

Niyama (1992) verifica que o embuchamento em areias parece ocorrer associado ao processo de compactação (densificação) da areia na região da ponta, o que é favorecido para estacas de relação espessura/diâmetro elevada, como as de concreto em relação às de aço, pela necessidade de se deslocar um maior volume de solo durante a cravação.

A figura 6.1.1.1.2 ilustra o exposto acima, onde:

P_E : Penetração da estaca;

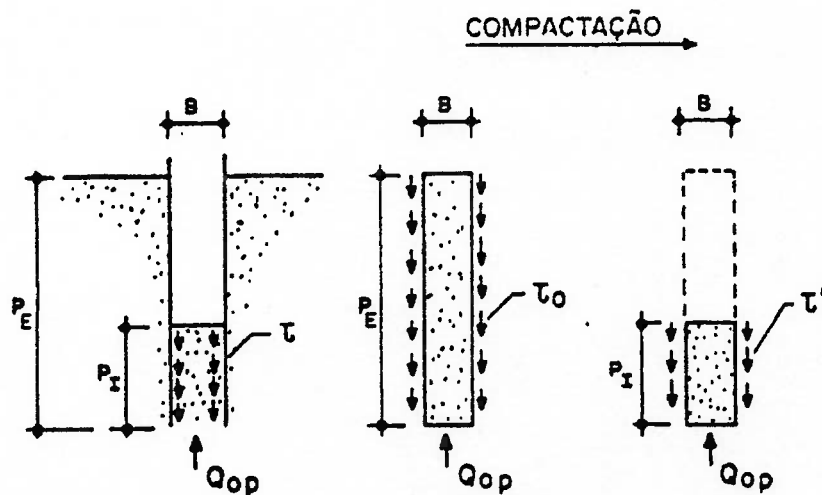
P_I : altura da bucha;

τ, τ_0 : Tensão de cisalhamento entre a bucha e estaca;

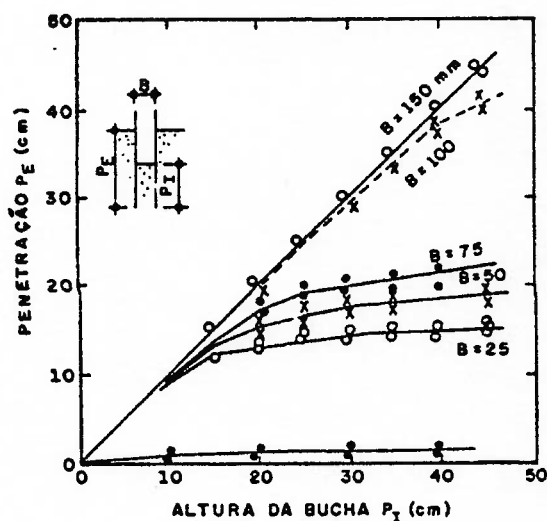
Q_{op} : Resistência de ponta aberta;

Q_{cp} : Resistência de ponta fechada;

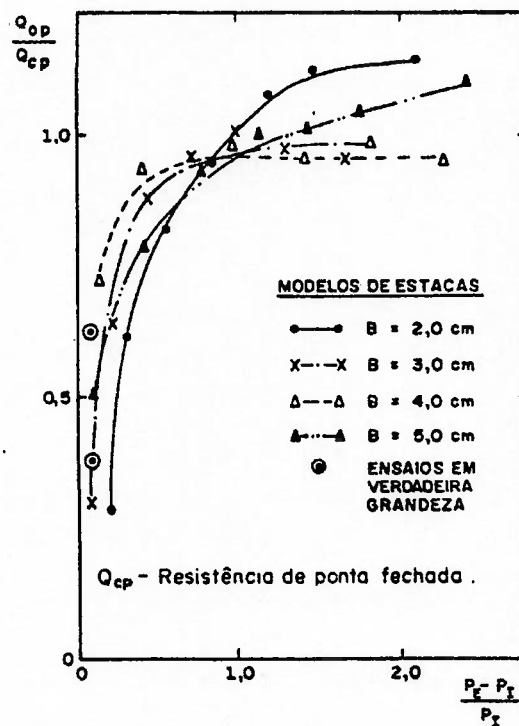
τ' : Tensão de cisalhamento de compactação.



a) COMPACTAÇÃO DA AREIA NO INTERIOR DA ESTACA.



b) RESULTADOS TÍPICOS DO ESTADO DA BUCHA DURANTE A PENETRAÇÃO.



c) RELAÇÃO Q_{op}/Q_{cp} VERSUS $(P_E - P_I)/P_I$

Figura 6.1.1.2: Alguns resultados de estudos do embuchamento em estacas modelo e provas de carga.

Fonte: (KISHIDA, 1967 apud NIYAMA, 1992)

Niyama (1992), ensaiou uma estaca modelo de aço e outra de concreto, instrumentadas e cravadas por bate-estacas, em areia fina.

Estes diâmetros para as estacas de aço e concreto, respectivamente, foram:

Externos de 15,16 e 14,50 cm, internos de 12,95 e 8,50 cm e comprimentos totais de 2,10 e 1,95 m.

Na figura 6.1.1.1.3, apresenta-se a disposição e condições de ensaio destas provas de carga estáticas, para a correta análise e interpretação dos resultados apresentados posteriormente.

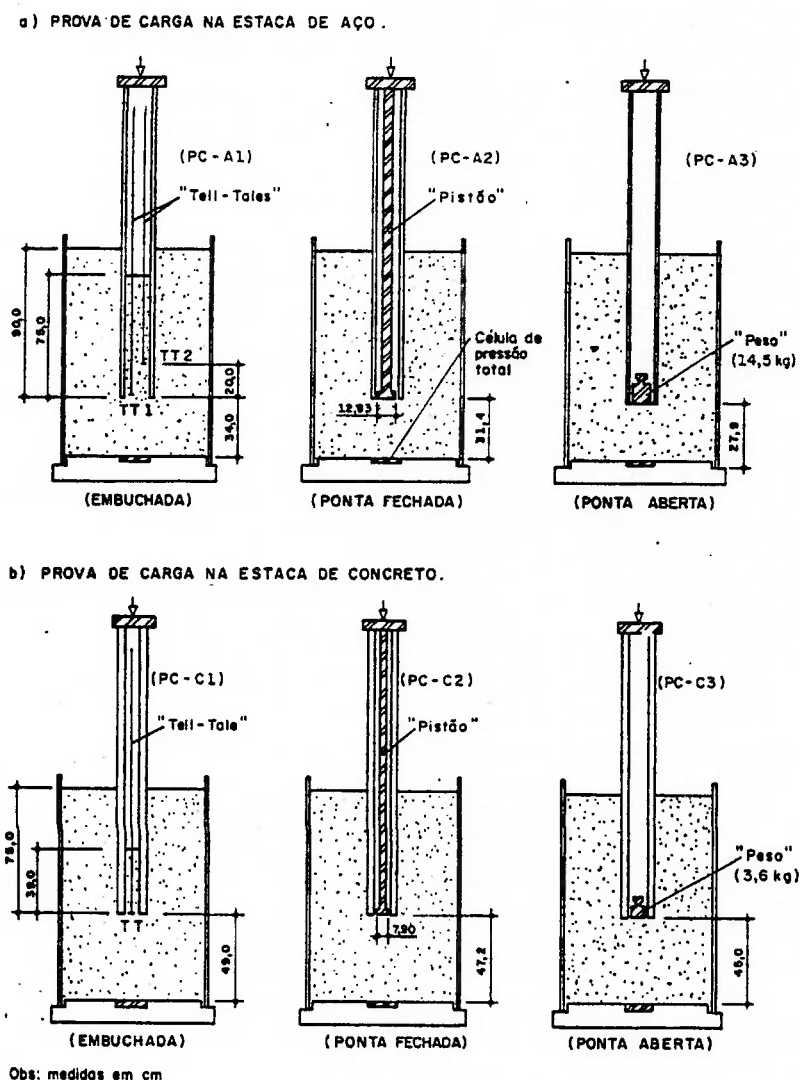


Figura 6.1.1.1.3 – Disposição e condição de ensaio nas provas de carga estáticas.

Fonte: (NIYAMA, 1992)

Os dados finais da fase de cravação e das provas de carga estáticas são apresentados nas figuras 6.1.1.1.4 e 6.1.1.1.5. Verifica-se nitidamente, como o atrito interno das estacas é maior que o externo.

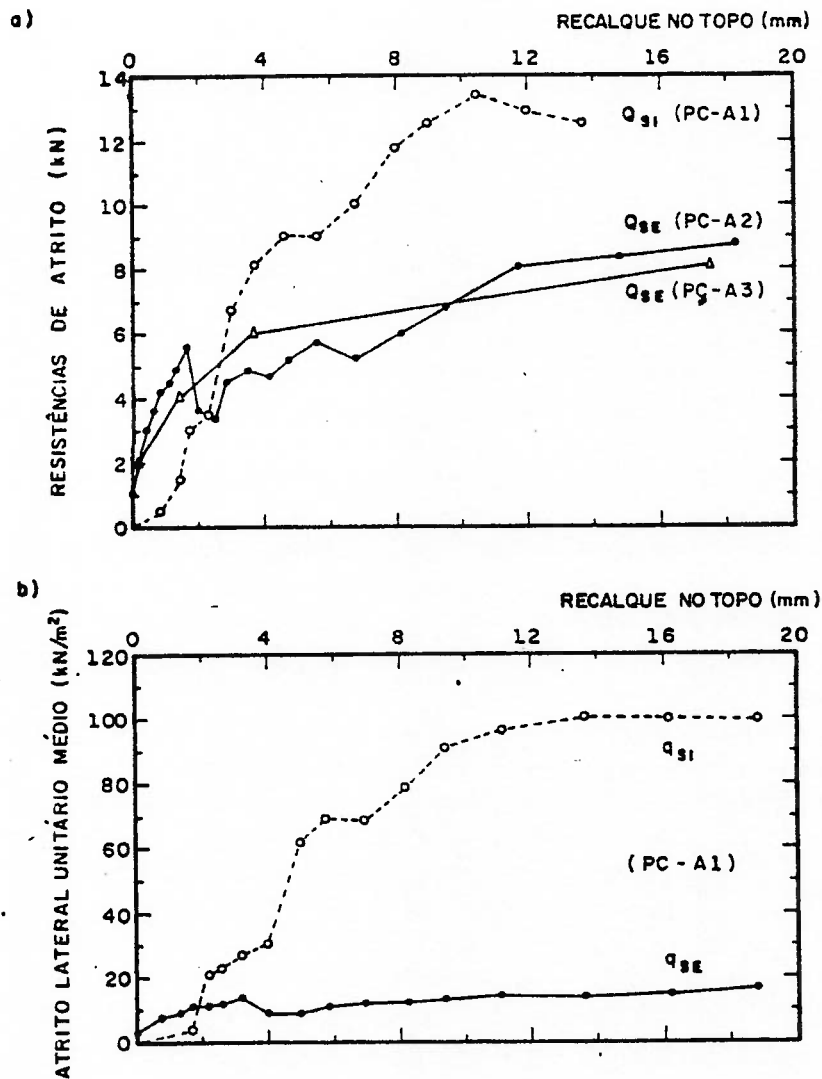


Figura 6.1.1.1.4 – Evolução das resistências de atrito interno e externo – estacas de aço.

Fonte: (NIYAMA, 1992)

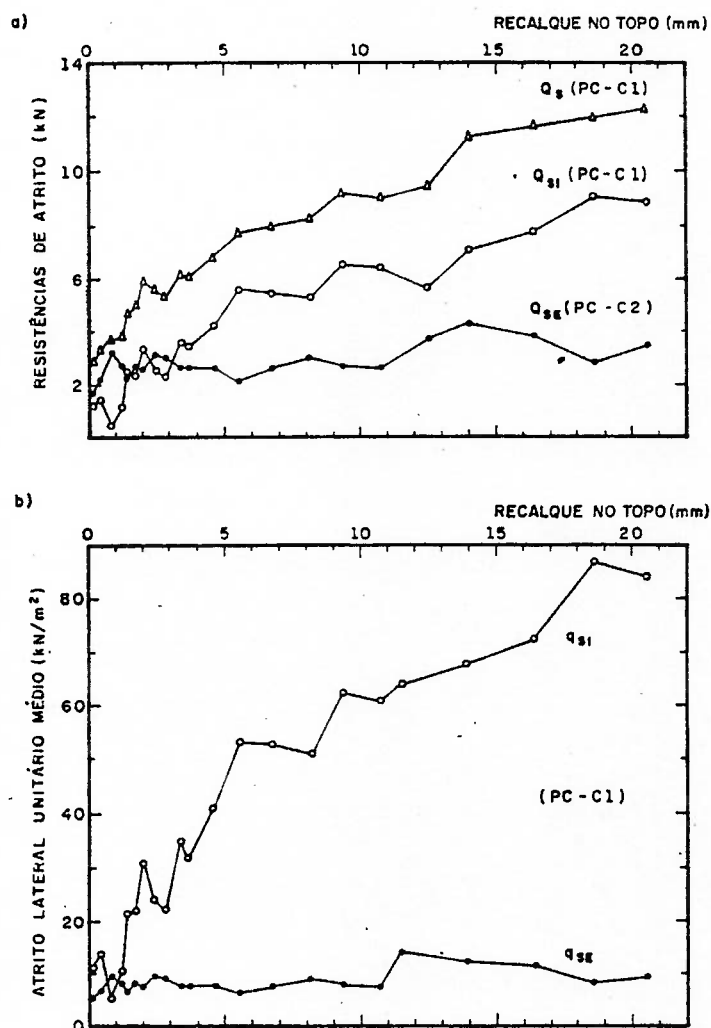


Figura 6.1.1.1.5 – Evolução das resistências de atrito interno e externo – estacas de concreto.

Fonte: (NIYAMA, 1992)

Analisando as figuras acima, é clara a verificação de que, pelo menos para as condições de solo, ensaio e tipos de estacas ensaiadas, o atrito lateral unitário interno médio é superior ao externo. Entretanto, para a utilização correta desta parcela de atrito, é necessário que se conheça o comportamento de cada tipo de estaca quanto ao seu embuchamento.

Analisando as figuras 6.1.1.1.6 e 6.1.1.1.7, verifica-se que, para esta proporção de diâmetros interno e externo da estaca de concreto, as pressões na bucha e na região

anelar da ponta da estaca são muito próximas, chegando a ser praticamente iguais no caso da PC-C2, verificando uma melhor distribuição nas estacas de concreto.

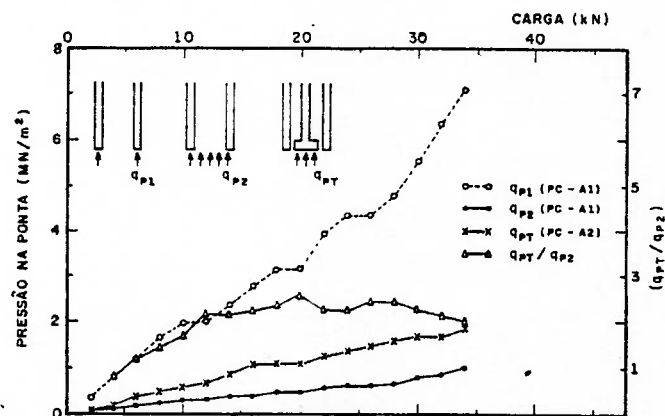


Figura 6.1.1.1.6 – Evolução das pressões de ponta unitárias segundo diferentes hipóteses de cálculo – estacas de aço.

Fonte: (NIYAMA, 1992)

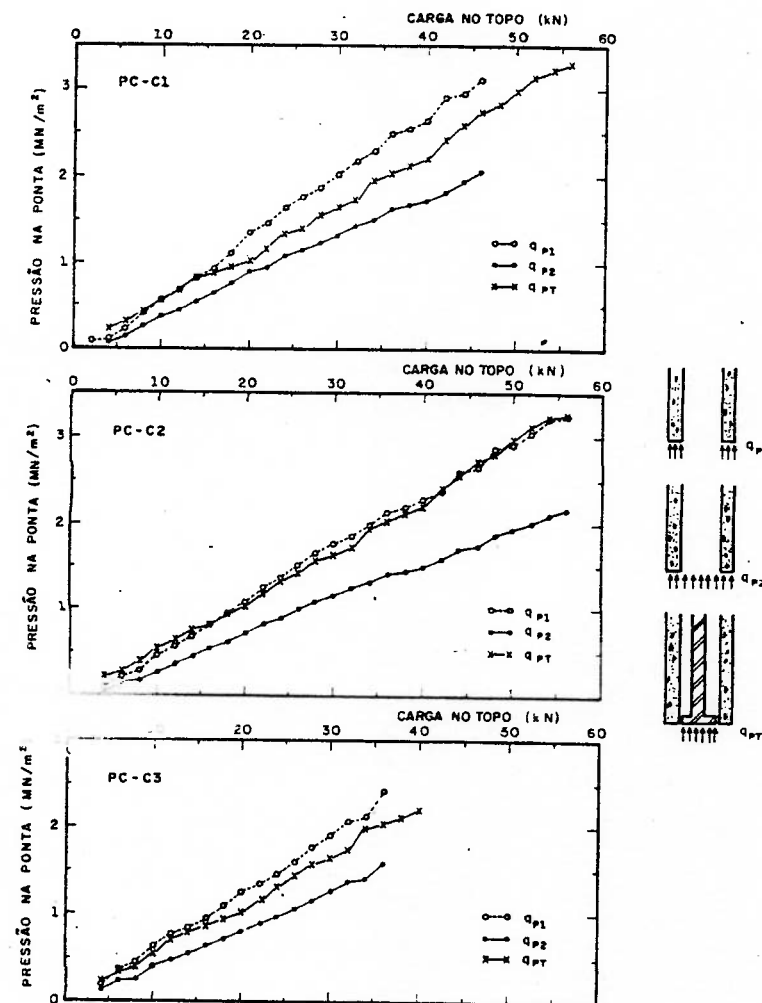


Figura 6.1.1.1.7 – Evolução da pressão na ponta nas variadas condições - estacas de concreto.

Fonte: (NIYAMA, 1992)

Em linhas gerais, Niyama (1992), analisando seu trabalho e de outros pesquisadores, observou que na maioria dos casos, as estacas trabalham embuchadas e analisando mais precisamente as estacas de concreto, com sua maior relação entre seus diâmetros externo e interno, este fenômeno é mais observado. Portanto, potencialmente, as estacas de concreto embucham mais que as de aço.

Outro dado de aparente consenso entre os pesquisadores é o fato de que a altura da bucha, geralmente, está a dois diâmetros a partir da ponta da estaca.

Tsien (1986), apud Niyama (1992), cita que o atrito interno mobiliza apenas 30 a 50% do atrito lateral externo limite, citando provas de carga, e a justificativa parcial para isso seria o remodelamento da coluna de solo ao penetrar dentro da estaca.

Esta afirmação entra em conflito com as figuras 6.1.1.1.4 e 6.1.1.1.5 e demonstra como a questão do embuchamento ainda é de difícil interpretação, ou pelo menos é muito variável em diferentes condições de ensaio, solo e estaca.

A maneira mais correta para a utilização do atrito interno no cálculo da capacidade de carga em estacas, para os casos em que não houver referências bibliográficas adequadas, é a verificação do embuchamento durante a execução de uma amostra de estacas na obra.

O conhecimento dos dados de iso-densidades e modo de ruptura junto à ponta da estaca, como por exemplo os contidos nas figuras 6.1.1.1.8 e 6.1.1.1.9, é relevante para o projeto de estacas justapostas ou para o caso de reforço de fundação com a instalação de estacas junto a outras, mais antigas. Nestes casos, o solo certamente não terá as mesmas características encontradas nas sondagens próximas e poderá ocorrer dificuldade durante a cravação, ou ainda, de reação da estrutura em reforço, devido ao maior adensamento daquele solo.

Na figura 6.1.1.1.8, Ladany (1961), apud Niyama (1992), demonstra as zonas de compressão na ponta, obtidas por técnicas fotográficas, de uma estaca cravada em areia.

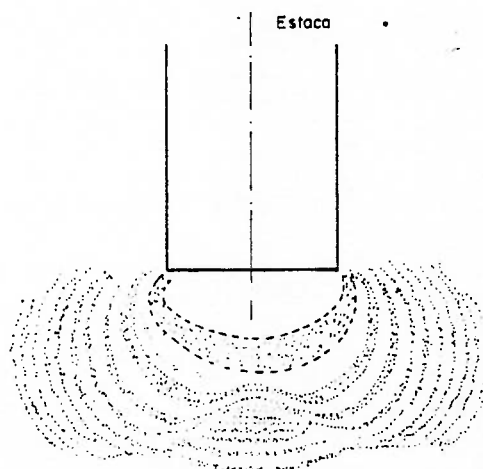


Figura 6.1.1.1.8 – Modo de ruptura junto à ponta da estaca em areia densa.

Fonte: (LADANY, 1961 apud NIYAMA, 1992)

Na figura 6.1.1.1.9, o BCP Committee (1971), apud Niyama (1992), apresenta o resultado de um extenso trabalho de pesquisa de campo com diversos tipos de estacas de 20 cm de diâmetro, instaladas em areias compactas e medianamente compactas. São determinadas experimentalmente, após provas de carga, as densidades da areia nas proximidades da ponta.

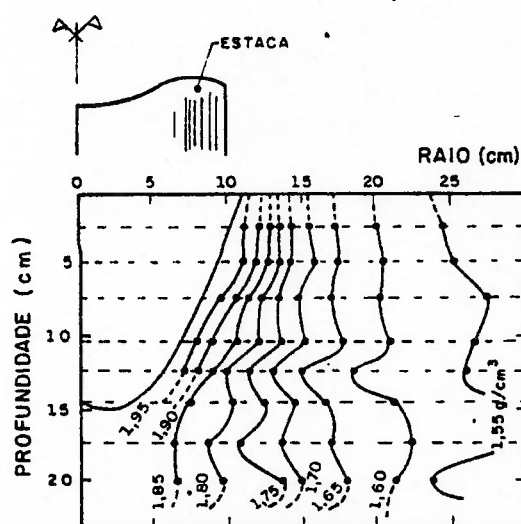


Figura 6.1.1.1.9 – Cunha de solo formada sob a ponta da estaca e as curvas de iso-densidades.

Fonte: (BCP COMMITTEE, 1971 apud NIYAMA, 1992)

Para a análise do embuchamento das estacas tipo Mega, é necessário conhecer fisicamente cada uma delas, conforme demonstrado nas figuras 5.1.1 e 5.1.2. A estaca de concreto é instalada no solo comprimindo-o enquanto a estaca metálica, de espessura mais delgada, aparentemente entra cisalhando o solo.

Em ambos os casos, a formação da bucha na ponta pode ser facilmente verificada e eliminada, caso seja constatada e exista esta necessidade, por lavagem. Esta necessidade pode ocorrer, por exemplo, para se promover um aumento de resistência do elemento de fundação, simplesmente preenchendo a estaca com barras de aço e nata de cimento. Tal procedimento não prejudicaria a carga de ponta, uma vez que a capacidade de carga da estaca é lida a qualquer tempo pelo manômetro hidráulico.

Em diversas obras acompanhadas pelo autor, não se observou a preocupação com a retirada da bucha na ponta da estaca. Após sua instalação, adicionavam-se as barras de aço e o “grout” e em seguida, encunhavam-na com a carga de projeto.

Para a obra de re-fundação de um edifício do banco Itaú, apresentada no capítulo 5.7, (caso de obra nº 5), por ocasião da passagem de uma linha do metrô de São Paulo, foram cravadas estacas tubulares metálicas, com espessura da chapa de 1,6 cm e cargas de até 3.500 KN. Em fase de projeto, foi prevista a retirada da bucha de solo de sua ponta por lavagem, deixando apenas 0,5 m de bucha. Esta operação não obteve sucesso devido à dificuldade de lavagem e ainda assim a obra foi finalizada com sucesso.

6.1.1.2 Conclusões

Pode se esperar que as estacas Mega de concreto trabalhem embuchadas, uma vez que tem diâmetros menores que as utilizadas nos trabalhos citados, nos quais foram verificados que estacas de menores diâmetros são mais propensas ao embuchamento.

Quanto às metálicas, pode ainda haver dúvidas em casos de estacas com maiores diâmetros.

Potencialmente o atrito lateral interno pode fazer alguma diferença no cálculo de capacidade de carga para as estacas metálicas, entretanto, não há, com os dados disponíveis nesta dissertação, a possibilidade de quantificar este valor.

Os dados expostos neste item serão levados em conta na elaboração do capítulo 7. A verificação do aparente embuchamento para as estacas Mega de concreto conduziria a uma potencial interpretação de similaridade entre os comportamentos de ponta de uma estaca tipo Mega de concreto e de outra, tipo pré-moldada de concreto, de ponta fechada ou mesmo aberta, com as mesmas dimensões médias, utilizadas na elaboração da metodologia de cálculo de Décourt e Quaresma. Entretanto, a utilização de estacas pré-moldadas de concreto de ponta fechada é apenas uma hipótese, pois no trabalho original dos autores, não foi mencionado nada sobre embuchamento, atrito interno em estacas que não embucharam e tampouco se foram consideradas estacas de ponta aberta ou fechada.

Por fim, para os tipos de solo, cravação e estacas utilizadas nos ensaios acima, verifica-se a importância da parcela do atrito interno para a capacidade de carga das estacas. Este autor recomenda que, para as condições de obras não estudadas em bibliografias, se proceda à verificação expedita do fenômeno de embuchamento em amostra de estacas de uma obra, refinando à posteriori, os cálculos de capacidade de carga do estaqueamento.

6.1.2 Fator de “set-up”

6.1.2.1 Desenvolvimento

A definição de “set-up” pode variar, segundo cada autor, quanto aos mecanismos associados à ocorrência ou instalação do fenômeno. Este autor descreve a ocorrência

de “set-up” em estacas tipo Mega, analisando dados concedidos em entrevistas com profissionais de campo e executores de estacas tipo Mega, da seguinte forma:

“Set-up” de uma estaca é o seu ganho de resistência em função da recuperação ou elevação da capacidade de suporte de seu solo circunvizinho. Por ter uma velocidade de instalação relativamente rápida, a estaca Mega causa um aumento das poro-pressões do solo, reduzindo, momentaneamente, sua capacidade de carga pelo aumento da pressão neutra e conseqüente redução de sua tensão efetiva. Com a dissipação destas poro-pressões ao longo do tempo, aumenta-se a tensão efetiva do solo e conseqüentemente sua capacidade de suporte. Tal aumento da capacidade de carga do solo, devido ao aumento do atrito lateral da estaca, ao menos na experiência com estacas tipo Mega, é quebrado com a recravação da estaca, voltando a atingir os valores anteriormente verificados no início da cravação, após um pico causado pelo “set-up”. É importante observar que este fenômeno tem relação com as características físicas da estaca e com o solo de embutimento.

O fenômeno oposto ao “set-up”, conhecido como a “relaxação” do solo circunvizinho à estaca e sua conseqüente perda da capacidade de suporte é verificado, segundo executores, principalmente em estacas Mega de concreto. Para estes casos, verifica-se que, ao final da cravação, após o tempo necessário à dissipação das poro-pressões, observavam-se valores de “set-up” inferiores aos esperados em projeto para as estacas de concreto.

Aparentemente por sua maior relação entre seus diâmetros externo e interno e o conseqüente deslocamento de maior volume de solo para a mesma capacidade de carga de uma estaca metálica, sua penetração causa um amolgamento maior do solo lateral, podendo em determinados tipos de solo, ocorrer uma maior plastificação e uma potencial redução dos níveis de “set-up”, podendo até mesmo ocorrer o fenômeno da relaxação.

Segundo Oliveira * (Informação verbal), após a execução de diversas obras, é possível se prever a ordem de grandeza do fenômeno de “set-up” de estacas Mega de concreto ou metálicas, comparando-as à previsão do “set-up” de uma estaca pré-moldada de concreto equivalente, instalada no mesmo local. A estaca Mega de concreto teria um valor de “set-up” menor e a metálica, um maior, em relação à pré-moldada de concreto.

É preciso lembrar que a afirmação acima é puramente prática, não possuindo nenhum suporte técnico através de ensaios.

Segundo Kutner ** (Informação verbal), que no passado executou estacas tipo Mega na região de São Paulo pela Sobraf Engenharia, não se lembra de problemas importantes decorrentes do fenômeno da relaxação em estacas Mega executadas. Entretanto, lembra-se que uma das maiores preocupações em suas obras era a garantia de integridade da estrutura em reação, durante a obra.

Segundo Oliveira (2000), o efeito do “set-up” (ganho de carga no tempo pelo efeito de cicatrização do solo) das estacas Mega metálicas é maior (chega ao dobro) que nas estacas de concreto convencionais, o que nos garante um coeficiente de segurança adicional.

Esta afirmação é discutível, uma vez que certamente haverá significativa variação do fator de “set-up” de solo para solo, e não se dispõe, até esta data, de publicações apresentando dados técnicos, para uma análise mais apurada.

* OLIVEIRA, A. (Engenheiro civil, diretor da Reforça Engenharia, São Paulo). Entrevista pessoal, 2005.

** KUTNER, M. (Instituto de Engenharia, São Paulo). Entrevista concedida por telefone, 2005.

Maffei * (Informação verbal), explica que não é recomendável a instalação de estacas Mega apenas em argilas moles. Além do problema de estabilidade e de uma potencial ocorrência de atrito negativo, pelo processo relativamente rápido do macaqueamento de uma estaca Mega no solo, gera-se um acréscimo das pressões neutras, que aumentam momentaneamente, a capacidade de carga da estaca. Com o tempo, esse incremento de carga se dissipa e, em alguns casos, o incremento de carga ocorrido pelo efeito de "set-up" não é capaz de sustentá-la, sendo necessária sua recravação, o que não pode ocorrer em obras de reforço. Para estes casos, Maffei sugere que se consiga mobilizar a maior capacidade de reação possível da estrutura e se instalem as estacas de reforço de fundação em solos de maior competência.

Para se analisar de forma global a influencia do efeito de "set-up" em estacas tipo Mega, é necessário que se tenha em mente alguns fundamentos de geotécnica.

Para uma mesma espessura de solo, a capacidade de carga de uma areia, em qualquer compacidade encontrada na região metropolitana de São Paulo, é muito superior a de uma argila mole nas mesmas condições. Portanto, quando falamos em um fator de "set-up" maior nas argilas moles em relação às areias, é importante perceber que um pequeno aumento na capacidade de carga de uma camada de areia pode ser mais significativo, do ponto de vista prático de uma estaca de reforço tipo Mega, que um aumento algumas vezes maior para uma camada de argila mole. É importante, ainda, lembrar que como limitação a estaca tipo Mega está sujeita à capacidade de reação da estrutura em reforço e, com um potencial incremento de "set-up" do solo, pode haver dificuldade de cravação, como exposto nos depoimentos de executores e encarregado, à seguir.

* MAFFEI, C. (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo). Entrevista pessoal, 2005.

Com base no exposto acima e em entrevistas com executores, verifica-se que para as estacas embutidas em areias, principalmente areias medianamente compactas a compactas, “úmidas”, pode ocorrer o fenômeno do "set-up" e, sendo assim, é importante que se finalizem as estacas antes deste efeito. Caso contrário, no dia de sua recravação, a estrutura pode não ser capaz de reagir contra a carga mais elevada, necessária para se reiniciar o processo de cravação, causando o risco de danificá-la ou causando a necessidade de cravação de uma segunda estaca. Ainda poderia ocorrer, na pior das hipóteses, uma cravação imperfeita pela verificação, equivocada, de uma correta carga de projeto. Após este pico de sobrecarga, a estaca volta a ser cravada com os valores anteriormente verificados pelo manômetro.

Segundo Oliveira, J. * (Informação verbal), para as estacas de concreto, em determinados tipos de solo, pode ocorrer o fenômeno da relaxação, ou perda parcial da capacidade de suporte lateral do solo ao longo do tempo, verificada mais em estacas de concreto, sendo necessário até mesmo a sua recravação, já observada em alguns poucos casos.

Segundo Lima ** (Informação verbal), encarregado de macaco hidráulico há mais de 30 anos, houve a necessidade de retorno em pelo menos duas obras para a recravação de estacas em 30 anos contínuos de trabalhos o que, segundo Lima, poderia ter sido evitado com uma carga de trabalho maior na estaca.

Infelizmente os executores que relataram estes fenômenos não possuem documentos que os comprovem.

A seguir, são transcritas as definições de outros autores sobre o efeito de “set-up”:

* OLIVEIRA, J. (Diretor da Reforça Engenharia, São Paulo). Entrevista pessoal, 2005.

** LIMA, F. (Reforça Engenharia, São Paulo). Entrevista pessoal, 2005.

Campos (2002) cita que “set-up” designa a recuperação de resistência de uma estaca cravada com o passar do tempo, independentemente do(s) processo(s) natural(is) gerador(es) dessa recuperação.

Wakiya et al. (1992) apud Campos (2002) associam o fenômeno de “set-up” à dissipação das poro-pressões geradas durante a cravação. Dadas as características de permeabilidade dos solos argilosos, a dissipação das poro-pressões demanda um certo intervalo de tempo; já em areias, caracterizadas como um material de alta permeabilidade, a recuperação de resistência se dá em curtos intervalos de tempo.

Durante as obras acompanhadas pelo autor, não foi possível acompanhar o desenvolvimento correto dos fatores de “set-up”. Devido à urgência de uma obra de reforço de fundações. Não seria recomendável paralisar a obra por mais do que algumas horas e, para este tempo, não se verificou nenhum incremento significativo de resistência da estaca, em diferentes tipos de solo.

Optou-se então por pesquisar na bibliografia nacional e internacional, dados que possam ser correlacionados às estacas Mega.

Verificou-se que, na maioria dos trabalhos que tratam deste tema, os autores procuraram cravar estacas modelo ou em dimensões reais, por meio de bate estacas, e depois recravá-las por meio de provas de carga estáticas ou dinâmicas. Desta forma, os dados de capacidade de carga ao longo do tempo foram obtidos, teoricamente, com a devida separação das parcelas de carga lateral e de ponta.

Também foi desenvolvido um trabalho em centrífuga por Campos (2002), que será sucintamente apresentado adiante.

A interpretação desses trabalhos foi analisada com cautela pelo autor, pois a cravação dinâmica de uma estaca causa diferentes modificações no solo durante sua instalação, em relação às estacas tipo Mega.

Outra preocupação do autor, verificada também por Campos (2002), foi de trabalhar com dados adquiridos por uma mesma metodologia de cálculo do fator de “set-up”, o que se verificou inviável em face dos poucos trabalhos de interesse publicados sobre o assunto.

Ainda em busca de uma adequada qualidade dos dados, observou-se que para aquisições dos dados de capacidade de carga em campo, não se podia garantir que durante as recravações, necessárias para as aquisições de dados, as cargas aplicadas nas estacas fossem de fato, suficientes para sua recravação e conseqüente correta mobilização do solo lateral, fato este admitido por alguns autores.

Outra constatação foi a impossibilidade de se garantir que as estacas não alcançariam camadas mais competentes ou embuchariam em determinado momento, o que falsearia os dados analisados.

A seguir, as tabelas 6.1.2.1.1. e 6.1.2.1.2, extraídas do trabalho de Campos (1997), resumem os valores de “set-up” encontrados em trabalhos de pesquisa nacionais e internacionais, respectivamente, com tipos diferentes de solo e tempos diferentes de aquisição dos dados.

Tipo de solo predominante	Tempo de repouso (dias)	Fator de "set-up"	Local dos ensaios	Referência Bibliográfica
argila orgânica	168	1.2	Baixada Santista	Niyama et al (1985)
argila orgânica	150	2.7	Baixada Santista	Teixeira (1988)
argila orgânica	2.3	4.2	Baixada Santista	Azevedo et al. (1985)
argila orgânica	2	3.5	Caraguatatuba	Gonçalves et al. (1996)
argila orgânica	13	1.3	Baixada Santista	Castro e Hemsli (1996)
	6	1.2		
silte argiloso	15	1.8	Rio de Janeiro	Noronha (1984)
solo calcáreo	38	1.6	Bacia de Curimã	IPT (1982)
		2.0*	Ceará	
solo calcáreo	12	1.0	Bacia de Curimã	IPT (1982a)
			Ceará	
solo calcáreo	65	4.3	Litoral Brasileiro	Rocha et al. (1985)
	71	3.0	(diversas regiões)	
	87	4.2		

(*) considerando-se a envoltória superior proposta por Niyama (1996b)

Tabela 6.1.2.1.1 – Síntese das experiências nacionais.

Fonte: (CAMPOS, 1997)

Tipo de solo predominante	Tempo de repouso (dias)	Fator de "set-up"	Local dos ensaios	Referência Bibliográfica
areia	1.5	1.33 1.85*	Canadá	Samson e Authier (1986)
areia	15-22	1.3-1.9	--	Svinkin (1996)
areia	--	1.0	Estados Unidos	Thendean (1996)
areia	--	3.0	Estados Unidos	Lai et al. (1996)
argila	22-35	4.5-11.4	--	Svinkin (1996)
argila	30	6.0	--	Svinkin (1996)
argila	--	2.0	Estados Unidos	Thendean (1996)
argila	1	1.9 2.1*	Estados Unidos	Cody et al. (1996)
argila	79	2.7	Estados Unidos	Holloway e Beddard (1996)
argila	62	3.1	Estados Unidos	Holloway e Beddard (1996)
argila	35	3.0	Espanha	Oteo et al. (1996)
argila	4.8	7.5	Japão	Wakiya et al. (1992)
argila	27	2.8*	Japão	Wakiya et al. (1992)
argila orgânica	21	3.0	Sulça	Duba et al. (1996)
depósitos glaciais	15-30	2.0-4.0	--	Svinkin (1996)
siltite	--	1.5	Estados Unidos *	Thendean (1996)
siltito	2.7	2.4	Japão	Michi et al. (1996)
siltito	29	2.5*	Japão	Michi et al. (1996)
solo calcáreo	20	1.7	Canadá	Tavenas e Audy (1972)

(*) comparação com prova de carga estática

Tabela 6.1.2.1.2 – Síntese das experiências internacionais.

Fonte: (CAMPOS, 1997)

A análise destas tabelas deve ser cuidadosa, pois os tipos e características das estacas e solo, bem como profundidades de cravação, em geral muito mais profundas, não são muito semelhantes às obtidas pelas estacas Mega de reforço de fundação na cidade de São Paulo. São estacas cravadas por percussão, mecanismo com características diferentes da instalação por macaqueamento de uma estaca tipo Mega e, na maioria dos casos, não há clareza na aquisição dos dados, como já mencionado anteriormente, embora sejam estudos importantes.

Analisando as tabelas 6.1.2.1.1. e 6.1.2.1.2, é possível verificar que não há uma relação aparente entre os tempos de repouso e os valores de “set-up”. Observa-se também uma discrepância dos valores de “set-up”, mesmo para o mesmo solo, na mesma região, demonstrando a dificuldade em se prever, com certa garantia, o valor de “set-up” a ser atingido em determinado tempo. Isto posto, a extrapolação de tais resultados para a região de uma obra em São Paulo, sem uma devida verificação por meio de ensaios, parece prematura e desaconselhável, na maioria das vezes.

Quanto à discrepância dos valores de “set-up”, a autora verifica a falta de uma melhor localização dos pontos estudados pelos pesquisadores, salientando que há uma potencial variabilidade do solo em pontos diferentes de uma mesma região.

Skov; Denver (1988), apud Campos (1997), destacam como as principais razões para o efeito de “set-up”, a equalização da poro-pressão (chamada de reconsolidação) e o restabelecimento de condições internas do solo (dita regeneração para os solos coesivos). Salientam também que em argilas rijas a reconsolidação leva muito mais tempo para ocorrer, não se verificando incrementos de carga mesmo após anos de cravação.

Segundo Campos (1997), a cravação de uma estaca em certos tipos de solo, principalmente os de comportamento argiloso, pode provocar o aparecimento de poro-pressões que, ao passar do tempo, vão sendo dissipadas. Assim, durante a cravação, a tensão efetiva no solo diminui, conferindo baixa resistência à penetração

durante o ensaio de carregamento dinâmico. Com a dissipação das pressões geradas pela cravação, há um aumento das tensões efetivas do solo e, conseqüentemente, das resistências atuantes, indicando a ocorrência de “set-up”. Soma-se a isto os efeitos tixotrópicos (variação das propriedades com o tempo), comuns em certos solos, nos quais recuperam-se as resistências existentes antes da cravação. Estes fenômenos são freqüentemente observados em fundações estaqueadas da baixada santista, onde se encontram espessas camadas de argila mole.

Isto posto, é necessário fazer uma analogia às estacas tipo Mega. Sua forma de cravação sem vibração, pode reduzir, potencialmente, a formação das poro-pressões, reduzindo o tempo para sua dissipação. Outra característica está na potencial minimização do processo de desestruturação de alguns solos durante a cravação, sendo possível supor que haveria uma maior preservação das características de suporte originais.

Portanto, é possível supor que estes fatores poderiam reduzir o tempo para a instalação dos efeitos do “set-up”, lembrando-se do exposto acima sobre as potenciais diferenças entre as estacas Mega de concreto e metálica.

Campos (1997), após análises dos dados expostos nas tabelas 6.1.2.1.1 e 6.1.2.1.2, verificou que em solos mais granulares, geralmente o aumento da capacidade de carga se dá em poucas horas e corresponde ao tempo em que ocorre a dissipação do excesso de poro-pressão.

Golombek e Flechtman (1982), apud Campos (1997) advertem que os solos residuais arenosos, via de regra, estão sujeitos ao fenômeno de “set-up” e caso não se dê a devida atenção ao fato, corre-se o risco de super cravação e, portanto, custos desnecessários.

É importante observar que pode ocorrer o oposto, a relaxação do solo, cuja ocorrência ainda não é totalmente conhecida para este tipo de estaca. Este fenômeno causaria o problema oposto e mais grave, gerando recalques e potenciais danos à estrutura.

É importante lembrar que ainda não existe uma metodologia devidamente comprovada e confiável para a estimativa do fator de “set-up”. Portanto, para as obras de fundação e, principalmente para as obras de reforço de fundação, onde geralmente se aplicam as estacas tipo Mega, deve-se garantir o mínimo de recalque possível para as fundações e conseqüentemente para a estrutura, muitas vezes já trabalhando próximas ao seu limite de utilização.

Gonçalves et al, (1996), apud Campos (1997), através da figura 6.1.2.1.1 demonstram a evolução do fator de “set-up” com o tempo. Para tanto, foram instaladas na região de Caraguatatuba-SP, três estacas pré-moldadas de concreto, com diâmetro de 26 cm e embutidas em solo orgânico, com intercalações de finas camadas de areia.

É possível verificar graficamente, analisando a leitura da parcela de resistência por atrito lateral em profundidade após 2 horas de repouso, que ocorre o fenômeno de “set-up” ao longo de toda a estaca e que embora ocorram variações, após 2 dias, para trechos com profundidades superiores a 10 ou 15 m, dependendo da estaca, ocorrem valores de “set-up” em média superiores a 1,5.

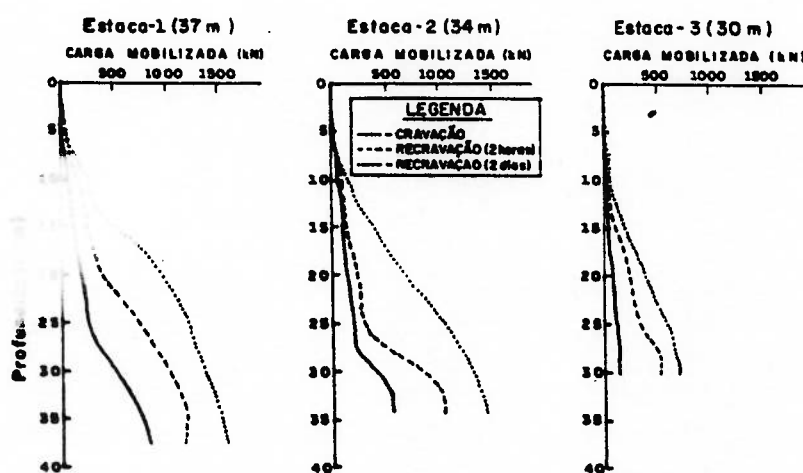


Figura 6.1.2.1.1 – Resistência por atrito lateral em profundidade.

Fonte: (GONÇALVES et al, 1996 apud CAMPOS, 1997)

Ainda analisando a figura acima, verifica-se que o efeito de “set-up” só começa a se manifestar em profundidades da ordem de 8 a 10 m. Mesmo considerando o fato da instalação dinâmica das estacas acima, e considerando ainda, a hipótese que devido às finas camadas de areia ao longo da estaca, o tempo de dois dias seja considerado suficiente para a dissipação da maior parte das poro-pressões, é possível concluir que, para as estacas tipo Mega embutidas neste tipo de solo, o efeito de “set-up” parece ser muito significativo e deve ser utilizado.

Tavenas; Audy (1972), apud Campos (1997), realizando um estudo comparativo de diferentes fórmulas dinâmicas observaram o efeito do tempo na capacidade de carga de estacas de concreto cravadas em solo arenoso, aferindo os resultados com provas de carga estática. Constataram que a capacidade de carga aumentou nos primeiros 15 a 20 dias após a cravação, e chegou a atingir valores 70% maiores que nos obtidos 12 horas após a cravação, medidos por provas de carga estática. Este fenômeno não pode ser explicado pela dissipação de poro-pressões, visto que a areia é um tipo de solo bastante permeável. Assim, os autores associam o aumento da capacidade de carga a mudanças estruturais no solo ocorridas ao redor da estaca.

Holloway e Beddard (1996), apud Campos (1997), concluíram após uma série de análises, casos de obra e ensaios que:

- Estacas cravadas em materiais coesivos siltosos de baixa plasticidade apresentam pequenos incrementos de resistência ao longo do tempo (baixos valores de “set-up”);e
- Em argilas parcialmente saturadas (nos casos em que o nível d’água situa-se abaixo da ponta da estaca) os valores de “set-up” são menores.

Após análise de dados disponíveis de 54 estacas (metálicas tipo tubo, perfil “H” e de concreto armado) de 28 locais diferentes, com diâmetros variando de 300 a 600 mm, Cho et al, (2000) apud Campos (2002), apresentam uma análise estatística de medidas dinâmicas, verificando que para uma correta interpretação dos valores de “set-up” devem ser levados em conta além do tipo de solo de embutimento, o fator tempo.

Ainda segundo os autores, simulações de períodos de repouso entre 1 e 30 dias permitiram aos autores verificar que, em solos siltosos ou não coesivos, os valores de “set-up” obtidos são da ordem de 1,5. Já para solos coesivos este valor é maior, atingindo-se cerca de 2,5. Esta observação, aliada à outras observações experimentais em diferentes tipos de materiais, permitiu aos autores concluir que, além da granulometria, a formação geológica de um tipo de solo interfere na magnitude do “set-up”.

Campos (2002) realizou ensaios com argila de baixa consistência (SPT praticamente 0), utilizando amostras de solo da região ao lado do Prédio de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP-SP. Foram executados, entre outros, ensaios em centrífuga para uma melhor análise do fator tempo durante o desenvolvimento do “set-up” e também para, através de correlações de escala, obter dados para diversos diâmetros de estaca.

Como estacas modelo, foram utilizados tubos de alumínio de 19 mm de diâmetro externo, com comprimentos de 76 e 114 mm, para a relação comprimento/diâmetro de 4 e 6, respectivamente.

Para a obtenção dos valores de atrito lateral, procedeu-se a ensaios de tração nas estacas. Segundo a autora, neste caso, nos ensaios de arrancamento seriam obtidos os mesmos dados que os ensaios tradicionais de recravação, e optou-se por eles por um problema físico de falta de profundidade no recipiente do solo para recravações.

A figura 6.1.2.1.2 esboça os resultados obtidos no ensaio.

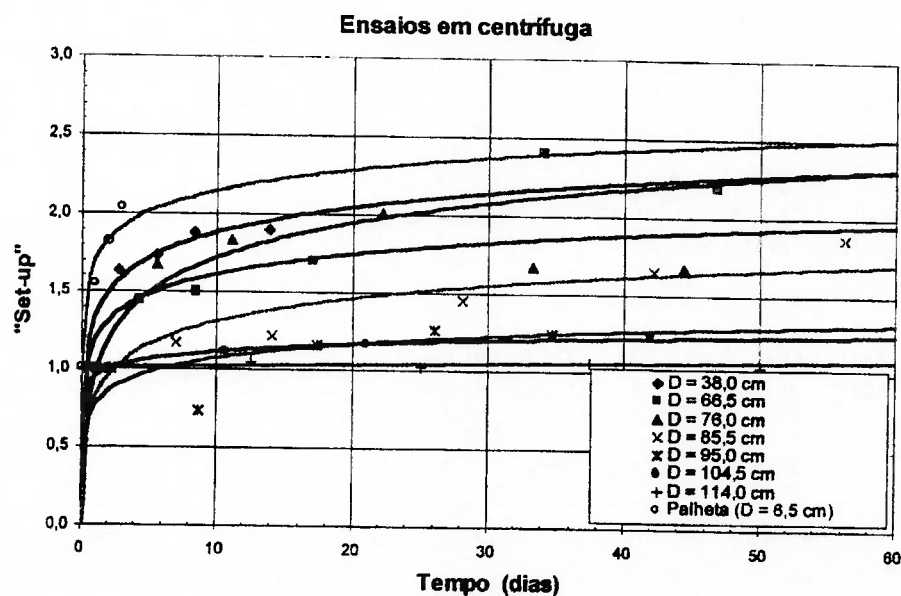


Figura 6.1.2.1.2 - Desenvolvimento do “set-up” no tempo para estacas de diferentes diâmetros.

Fonte: (CAMPOS, 2002)

Analisando o gráfico acima, as estacas tipo Mega estariam entre as de menor diâmetro e, para estas, levando em conta o tipo de estaca e solo, o fator de “set-up” chega a 2,5 e, em cerca de três dias, já é possível contar com cerca de 72% do incremento de resistência lateral por conta do efeito de “set-up”.

É preciso certa cautela com estas informações, pois, segundo autores citados acima, este tipo de solo é o que apresenta melhores níveis de “set-up”. Para as obras de reforço com a utilização das estacas tipo Mega, este tipo de solo é apenas atravessado por elas, quando não é retirado e substituído por outro, de maior competência, e este potencial ganho de resistência lateral é, por vezes perdido, pela necessidade de se evitar o atrito negativo na estaca, como exposto a seguir.

Quanto aos solos argilosos de baixa consistência, com SPT da ordem de 0 a 1 golpe, se por um lado são os de maior potencial de “set-up”, também são responsáveis pelo atrito negativo nas estacas, quando sobrecarregados em sua superfície, carregando-as com seu peso próprio através do atrito estaca-solo e aumentando sua carga além do necessário.

Deve-se lembrar que os meios técnicos para impedir este fenômeno também impediriam a evolução do efeito de “set-up” de forma completa na estaca.

Segundo Campos (2002) o raio de influencia do excesso de poro-pressões gerado pela cravação de uma estaca parece ser inferior a cinco diâmetros, como já apontado por Burin e Maffei (1999) apud Campos (2002).

Analisando a afirmação acima, é possível se interpretar que para a cravação de uma estaca Mega, sem a vibração conseqüente de uma cravação dinâmica, este valor de cinco diâmetros seja reduzido.

Ainda segundo a autora, a geometria da estaca influencia o desenvolvimento do fator de “set-up”: confirmou-se que estacas de maior diâmetro exigem maior intervalo de tempo para se atingir certo valor do fator de “set-up”, quando comparadas às de menor diâmetro e verificou-se ainda que em solos mais sensíveis (ou de maior sensibilidade) observam-se os maiores valores de “set-up”.

6.1.2.2 Conclusões

Sobre o efeito de “set-up” para as estacas tipo Mega, verifica-se que os dados disponíveis são escassos e referem-se a poucos tipos de solos paulistanos. É importante observar que os solos da região de São Paulo mais estudados são os litorâneos, como as argilas moles, de pouca representatividade quando se procura um solo de apoio para fundações na cidade de São Paulo.

Entretanto, as informações acima são importantes para se conhecer as características do “set-up” em diversos tipos de solo. As tabelas 6.1.2.1.1. e 6.1.2.1.2. são importantes para o conhecimento dos possíveis fatores de “set-up” que podem ser esperados em obra e perceber que, na maioria dos casos, o solo apresentará algum “set-up”.

O conhecimento físico do solo, do processo de cravação e interação solo-estaca é extremamente importante, pois pode ocorrer também em obras de reforço, o relaxamento de uma estaca, como já mencionado acima. Como potencial exemplo deste fenômeno, pode haver um carregamento rápido não drenado, em material argiloso, pois a resistência não drenada do solo diminui com o tempo e caso o efeito do adensamento, que se segue ao carregamento, não vier a elevar a resistência a tempo ou ainda ocorra alguma limitação na resistência final por conta de alterações estruturais do solo durante a cravação, que limite sua recuperação de resistência, pode ocorrer o fenômeno da relaxação.

Este fenômeno não foi verificado pelo autor nas obras acompanhadas e não se verificou nenhum caso na bibliografia utilizada, apenas depoimentos de engenheiros e técnicos.

Verifica-se que as argilas mais sensíveis tem potencialmente um maior “set-up”. Nas obras correntes de reforço de fundações em estacas Mega, a maior preocupação quanto ao efeito do “set-up” é para os solos arenosos, pois dependendo do incremento de resistência do solo, a estrutura em reação pode não ser capaz de vencê-la, como discutido anteriormente.

Quanto às argilas sensíveis, em geral o efeito de “set-up” nos projetos de reforço com estacas tipo mega não é calculado, pois a maior preocupação é com a falta de capacidade de suporte lateral para os segmentos de estaca. Quanto ao atrito negativo, deve ser sempre previsto nos casos onde potencialmente possa ocorrer, como em estacas sob aterros novos ou em casos de lençol freático oscilante, como ocorrem também nos grandes centros urbanos em virtude das obras e da crescente impermeabilização do solo. É importante lembrar que o fenômeno do atrito negativo, potencialmente, pode se manifestar mais lentamente que o do “set-up”, pois o adensamento de uma camada espessa de argila mole pode durar anos e até décadas.

Quanto à estimativa do “set-up” para projetos de reforço de fundação na cidade de São Paulo, não há ainda uma metodologia confiável para aplicação direta. Caso seja necessário este conhecimento, para os tipos de solos não levantados neste item, como

vantagem, a estaca Mega permite que se adquira experiência in situ ao longo das obras, por meio da cravação de uma estaca e posterior recravação após um intervalo de tempo, lendo sua carga pelo manômetro hidráulico.

6.1.3.1 Comparação técnica e econômica entre as estacas Mega de concreto e metálica

Neste item, a tabela 6.1.3.1.1 sintetiza as principais características destas estacas.

Estaca Mega	Diâmetros usuais (cm)	Carga de cravação (KN)	Carga de trabalho (KN)	Especificações técnicas	Custo médio por metro de estaca (jul/05)*
Concreto	25	500	350	A resistência característica mínima dos elementos deve ser de 2x a carga de projeto ou 700 KN. Consumo mínimo de cimento de 500 Kg/m ³ .	Até 5m – R\$ 450,00 por estaca. Cada metro adicional – R\$ 75,00.
Metálica	8,9 – 12,7	250 - 830	170 - 550	A resistência característica dos segmentos deve ser de no mínimo 1.500 KN por peça de 70 cm. Consumo de aço de cerca de 20 e 30 Kg/m, respectivamente, e aço especial 1070.	R\$ 240,00 / metro, e R\$ 308,00 / metro, respectivamente.

* - Estes valores são relativos e não incluem a taxa de mobilização, podendo variar em função da obra e quantidades, devendo ser cotados caso a caso.

** - Dólar cotado a R\$ 2,50.

Tabela 6.1.3.1.1 – Síntese das principais características técnicas e econômicas das estacas Mega de concreto e metálica.

Analisando a tabela acima, é possível observar a variação da capacidade de carga entre estes tipos de estaca e verificar a diferença média de custo entre elas.

Outro fator importante para a análise de comportamento e custo entre estas soluções está exposto na tabela 6.1.3.1.2, onde os dados de obras com a instalação de ambas as estacas foram comparados.

Obra n°:	Localização	Diâmetro p/ estaca Metálica* (cm)	Comprimento médio (m) e quantidade		Carga de cravação média (KN)	
			Concreto	Metálica	Concreto	Metálica
1	R. Manuel R. Paiva, 60 – Brás - SP	8,9	3,0 - 5	10,4 - 2	290	205
2	R. Bagé, 181 – Vila Mariana - SP	8,9	5,3 - 8	8,0 - 1	195	180
3	R. Monte Alegre, 1286 - SP	8,9	7,0 - 8	13,0 - 3	340	460
4	Av. Alfredo Maia, 553 – Ponte Pequena - SP	8,9	4,6 - 4	8,2 - 6	130	330
5	R. Estados Unidos, 450 – SP	8,9	3,1 - 3	3,1 - 1	153	240
6	R. Oscar Freire, 1055 – SP	8,9	3,4 - 7	8,0 - 4	271	313
7	R. Salvador Leme, 343 – SP	8,9	5,1 - 5	13,2 - 3	292	436
8	Condomínio Porta do Sol – SP	12,7	1,8 - 1	3,4 - 3	210	213
9	R. Monte Caseiros, 100 – Butantã - SP	8,9	3,6 - 5	7,2 - 5	168	190
10	R. Severino Dumont, 146 – Cidade Jardim - SP	8,9	4,5 - 25	6,1 - 4	220	115
Média das profundidades (m) e cargas (KN)			4,14	8,06	226,9	268,2

* - As estacas de concreto possuem diâmetro de 25 cm.

Tabela 6.1.3.1.2 – Apresentação dos dados de obras executadas com estacas tipo Mega de concreto e metálica.

Analisando a tabela 6.1.3.1.2, é possível verificar que, ao menos para obras nestas regiões, as cotas de apoio das estacas metálicas praticamente chegam ao dobro das obtidas para as estacas de concreto. Outro dado relevante é que, para esta proporção de cotas de apoio, a carga de cravação média das estaca metálicas ficou apenas 18% acima das obtidas pelas estacas de concreto.

Analisando o exposto acima, não retomando a discussão anterior sobre embuchamento, uma das causas prováveis para esta diferença de cotas de apoio pode ser devida às dimensões reduzidas das bases das estacas metálicas em relação às de

concreto, verificando-se uma diferença de quase três vezes para a estaca metálica mais usual.

O caso de número 8, apresentado na tabela 6.1.3.1.2, impede que se conclua sobre a hipótese acima ser a única relevante ao fenômeno, pois, para uma estaca metálica de diâmetro apenas duas vezes menor que a estaca de concreto, obteve-se a mesma média de diferença de profundidade, além de ser o caso de obra que apresenta a melhor equivalência de cargas de cravação média.

Infelizmente, como só se dispõe de um único caso com estacas metálicas de 12,7 cm de diâmetro, torna-se prematura qualquer conclusão quanto a esta equivalência de cargas.

6.1.3.2 Conclusões

A seguir, discute-se, para as condições mais comuns de obras de reforço de fundações na região metropolitana de São Paulo, o tipo de estaca Mega mais recomendável. Cabe aqui a observação de que o autor apenas sugere, baseando-se no tipo de solução mais observado em obras por ele visitadas e também nos dados levantados ao longo deste trabalho.

É importante ainda que se tenha em mente que uma obra dificilmente será igual a outra, devido à variação entre os solos e pela própria condição da estrutura em reforço. Portanto, análises complementares deverão ser feitas.

A estaca Mega de concreto tradicional é indicada para praticamente todos os tipos de obras de reforço de fundação e sua execução deve seguir o exposto neste trabalho.

A seguir, comentam-se as condições em que se sugere optar pela estaca metálica.

- Em regiões próximas a taludes ou encostas, pois pode haver uma movimentação destas regiões e uma conseqüente desagregação da estaca por

sua menor estabilidade em relação à metálica com rosca diante de esforços transversais;

- Em regiões junto a potenciais obstáculos como uma cortina atirantada, por exemplo, em que possa ocorrer o “enganchamento” de algum segmento, forçando uma cravação inclinada e podendo culminar na perda da estaca ou ter sua capacidade de carga ou de estabilidade posta em dúvida. Este tipo de preocupação é importante, pois muitas vezes o entulho gerado por uma estaca de concreto desagregada impede a instalação de outra, necessitando de uma estrutura mais complexa e de custo mais elevado para reforçar novamente aquela região.
- Quando ocorrerem camadas de solo muito compactas, com valores de SPT maiores que 30, e houver a necessidade de transposição dessas camadas, por exemplo, por haverem camadas mais compressíveis inferiores;
- Quando houver a necessidade de instalar estacas em argilas moles ou outros solos sem uma adequada capacidade de suporte, lembrando que essas estacas deverão ser instaladas em camadas inferiores, mais competentes;
- Quando houver a necessidade da estaca trabalhar como pilar, sem solo de suporte lateral, embora deva ser estudado caso a caso, pois dependendo da dimensão, pode ser possível sua execução em concreto com armadura e “grout”;
- Quando houver solo com pedregulho e diversas camadas com resistências diferentes. Observou-se que este tipo de ocorrência pode redirecionar a estaca durante sua cravação, eliminando sua verticalidade e reduzindo sua segurança;
- Quando houver cargas maiores que as suportadas pelo elemento de concreto, adicionada de seu coeficiente de segurança. Não serão citados valores, pois, mesmo que praticamente todas as empresas executoras deste tipo de estaca trabalhem com peças de 25 cm de diâmetro, facilmente podem ser confeccionados outros tamanhos. As estacas metálicas têm uma maior capacidade de carga.

6.2 Comparações técnicas das estacas tipo Mega com as demais soluções usuais para reforço de fundação.

Neste item, são descritas, sucintamente, as principais características executivas dos métodos de reforço de fundações em estacas Raiz, Strauss, escavadas manualmente e também de tubulões a céu aberto.

A seguir, estas soluções são comparadas às estacas tipo Mega. No âmbito das obras já executadas e dos conhecimentos adquiridos na área de fundações, são listadas as principais características esperadas para um sistema de reforço de fundação e cada tipo de elemento de fundação é avaliado, citando suas características principais, positivas e negativas, possibilitando ao projetista analisar o tipo de solução mais adequado a cada obra.

A figura 6.2.1 apresenta graficamente a curva de distribuição de resistência em obras com a utilização de três tipos de estacas. O controle de execução das estacas em uma obra é importante principalmente para evitar possíveis recalques futuros da estrutura. Quanto menor e mais homogêneo for o recalque de uma estrutura, mais eficientes serão suas fundações.

O controle de cravação para uma estaca tipo escavada, quanto a garantia de minoração dos recalques, é o menos eficiente, pois após sua perfuração, não é possível garantir que o material no fundo do furo não esteja “fofo” ou ainda durante a fase de concretagem, existe a dificuldade de se garantir a qualidade do concreto que chega a ponta da estaca, além de ser, dentre estes métodos, o único em que ocorre o desconfinamento do solo ao longo do fuste.

Para as estacas pré-moldadas, este controle é feito por meio da nega de cada estaca, com valores em geral limitados pelo projetista.

Finalmente, como se verifica na figura 6.2.1, o controle de cravação através de manômetro hidráulico de cada estaca Mega garante à obra uma menor dispersão dos

valores de resistência de cada estaca e conseqüentemente uma menor probabilidade de ocorrência de recalques diferenciais na estrutura.

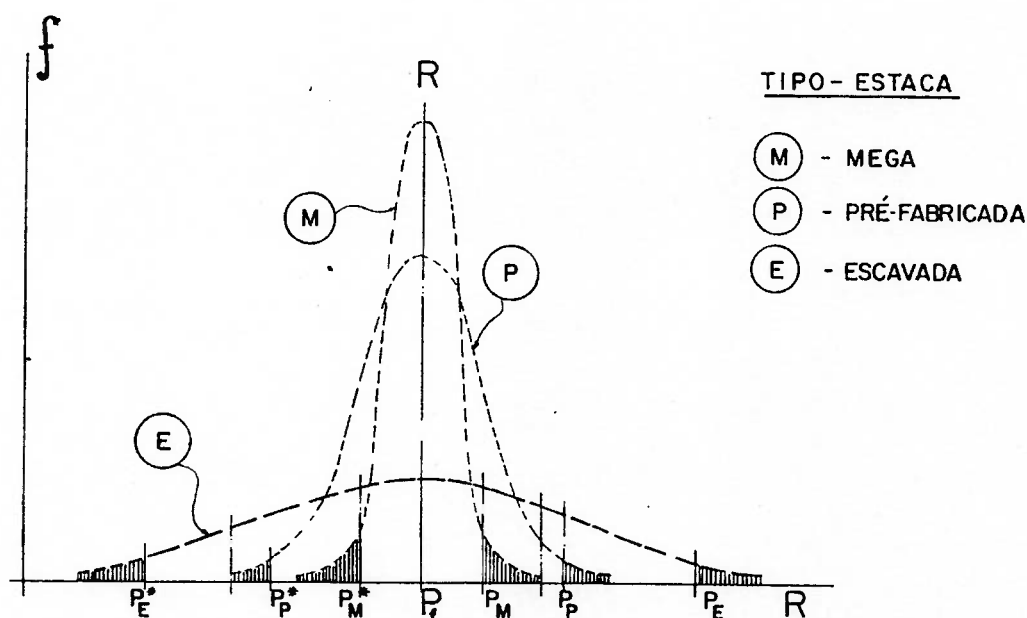


Figura 6.2.1 - Distribuição de resistências de estacarias diversas.

FONTE: (Aoki) - SEFE, VOLUME I, SET/1985.

6.2.1 Metodologia de execução de outros tipos de soluções para reforço de fundação

6.2.1.1 Estacas Raiz

A estaca raiz é uma estaca concretada "in loco", com diâmetro acabado variando de 100 a 450mm e de elevada tensão de trabalho do fuste, que é constituído de argamassa de areia e cimento e é inteiramente armado ao longo de todo o seu comprimento.

A estaca raiz é executada em direção vertical ou inclinada, mediante perfuração com uso de rotação ou rotoperussão com circulação de água, lama bentonítica ou ar comprimido, e pode, por meio de ferramentas especiais, atravessar terrenos de qualquer natureza, inclusive alvenarias, concreto armado, rochas ou matacões.

Completada a perfuração com revestimento total do furo, é colocada a armadura necessária ao longo da estaca, procedendo-se a concretagem do fuste com a correspondente retirada do tubo de revestimento.

A concretagem é executada de baixo para cima, aplicando-se regularmente uma pressão de ar comprimido controlada e variável em função da natureza do terreno.

A figura 6.2.1.1.1 ilustra o método executivo.

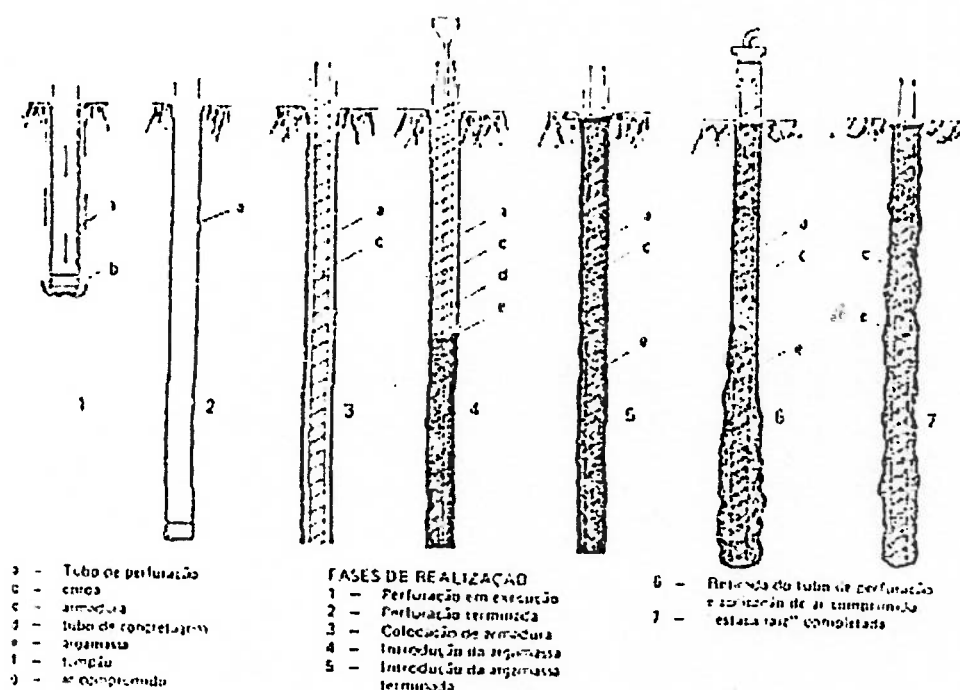


Figura 6.2.1.1.1 – Sequência executiva da estaca Raiz.

Fonte: Amann (2000)

A instalação da estaca Raiz como reforço de fundação de uma sapata, por exemplo, pode ser executada perfurando-a ou, no caso desta estrutura não suportar os novos esforços, é possível executar um novo bloco de fundação para a incorporação das novas estacas ao pilar, como demonstrado na figura 6.2.1.1.2.

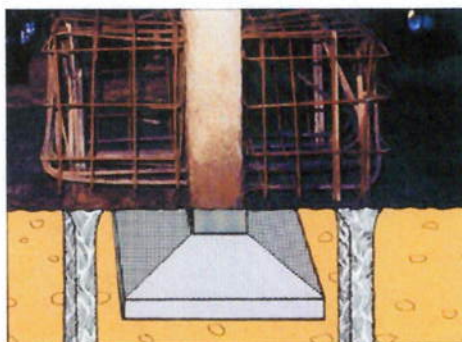


Figura 6.2.1.1.2 - Estabilização do edifício FIP-BH, com estacas raiz e execução de bloco adicional de reforço.

Fonte: Fundesp (2001))

6.2.1.2 Estaca Strauss

Esta estaca é executada através de um sistema de quadripé metálico, motor elétrico ou diesel, geralmente com potência de 27 cv e “piteira” metálica.

O processo executivo consiste basicamente do levantamento e lançamento da piteira ao solo, escavando-o até a cota de projeto, com o revestimento do furo recuperável. Em etapa posterior, o furo é concretado juntamente com a retirada do revestimento.

O concreto na base é apiloado, garantindo uma maior resistência de ponta.

É necessário executar o concreto da estaca na obra, o que mesmo em betoneira gera o inconveniente do controle de qualidade mais difícil, espaço e mão de obra extras.

A figura 6.2.1.2.1 ilustra o método executivo desta estaca.

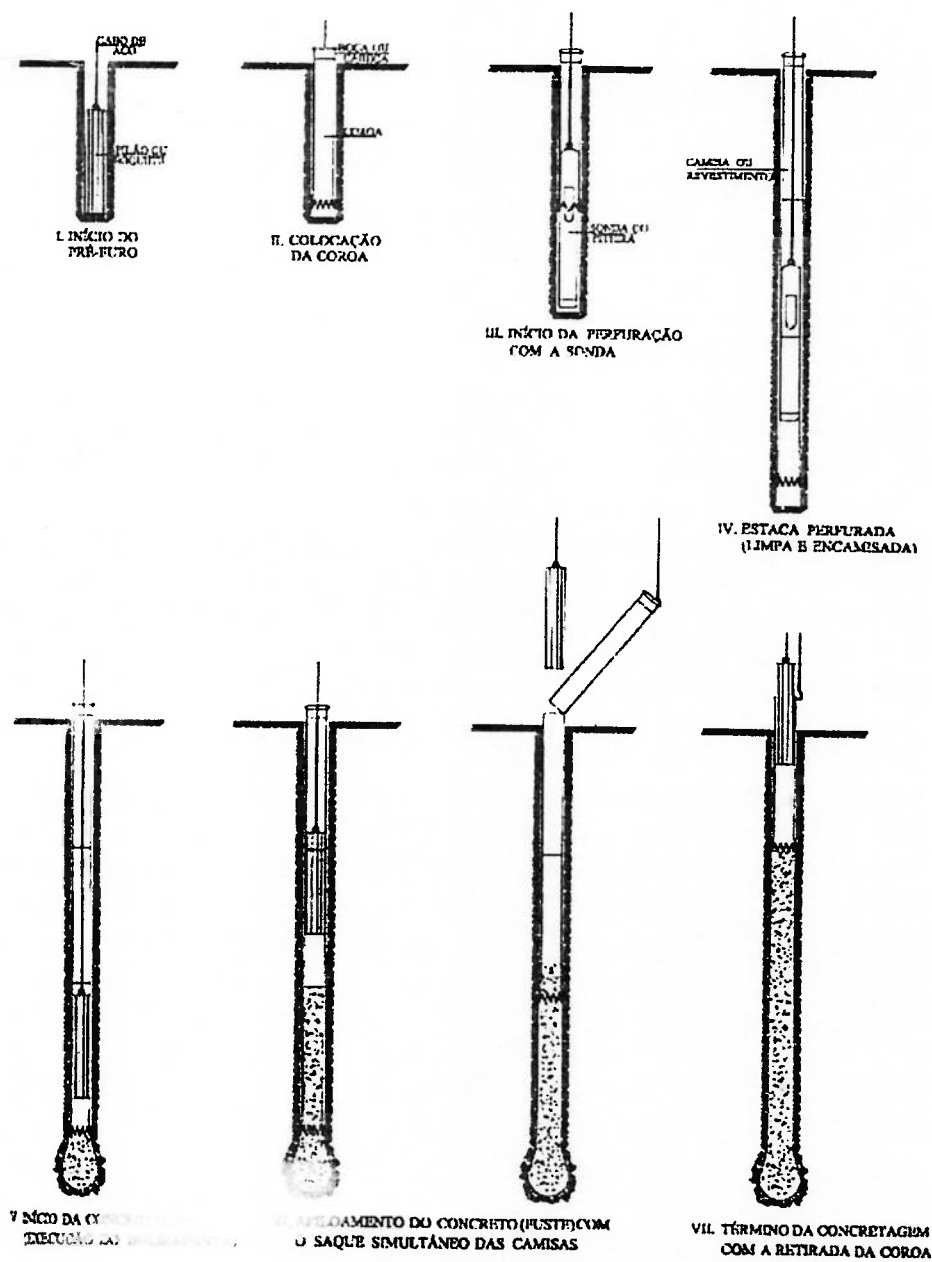


Figura 6.2.1.2.1 – Ilustração do método executivo da estaca Strauss.

Fonte: Foti (2001)

6.2.1.3 Estacas escavadas manualmente (brocas)

Nesta comparação não cabe mencionar as estacas escavadas por trado mecanizado, que fisicamente são inviáveis na maioria dos casos, pois geralmente existem limitações de espaço neste tipo de obra para seu equipamento.

A execução das “brocas” é feita por trado manual, tipo concha, sem revestimento do furo. São executadas com diâmetros entre 20 e 30 cm e dificilmente conseguem avançar além de 6m de profundidade.

Não devem ser executadas além da superfície do lençol freático e sua capacidade de carga deve ser limitada a 50 KN por broca, segundo Penna (2000).

As “brocas” não são armadas, a menos de sua armadura de ligação no topo, e por conta de seu processo manual devem ser acompanhadas por um engenheiro experiente.

É necessário preparar o concreto da estaca na obra o que, mesmo em betoneira, gera o inconveniente do controle de qualidade mais difícil, espaço e mão de obra adicional.

Como limitação, é necessária uma altura livre mínima de 3m para a instalação do trado, composto de segmentos ligados por sistema de roscas, de 1m cada.

6.2.1.4 Tubulões a céu aberto

Os tubulões a céu aberto são executados manualmente através da escavação do terreno e posterior abertura da base por “poceiros”.

Pode haver o caso de ser necessário executar o concreto na obra, o que mesmo em betoneira, gera o inconveniente do controle de qualidade mais difícil, espaço e mão de obra adicional.

O tubulão pode ter seu fuste armado para combater esforços horizontais ou inclinados, dificultando a fase de concretagem, podendo ocorrer falhas durante a vibração e mesmo desagregação de solo durante o lançamento.

A capacidade de carga é variável com a profundidade e dimensão da base. O diâmetro recomendado para o fuste não deve ser inferior a 70 cm, a altura da base não deve ultrapassar 2 m e sua inclinação não deve ter ângulo menor que 60°.

6.2.2 Comparações técnicas entre os tipos de reforço de fundações citados acima

A tabela 6.2.2.1 compara as diversas soluções em reforço de fundação descritas no item anterior, com as soluções em estacas tipo Mega de concreto e metálicas, possibilitando ao projetista, de posse de sondagens do local da obra, cargas nos pilares e o projeto da obra, analisar qual destas soluções é mais indicada ao seu caso.

Característica \ Estaca	Mega Concreto	Mega Metálica	Strauss	Raiz	Escavada (broca)	Tubulão
Diâmetros mais comuns das estacas acabadas (cm);	25	8,9 e 12,7	25;32;38 e 45	10 a 45	20 a 30	Acima de 70 para o fuste
Capacidade de carga admissível (KN);	350	170 e 550	200;300; 400 e 500	~100 a 1.500	Limitada a 50/broca segundo Penna (2000)	Variável, pode superar estas estacas
Possibilidade de execução das estacas próximas às divisas, diminuindo, assim, a excentricidade nos blocos;	Executa-se na divisa	Executa-se na divisa	Próximo à divisa	Próximo à divisa	Próximo à divisa	Próximo à divisa
Execução com pé direito baixo (altura mínima);	Sem restrição	Sem restrição	3,0 m***	2,5 m	~3 m, depende da profundidade	Sem restrição
Execução em terrenos com topografia irregular e terrenos com desníveis;	Sim	Sim	Sim	Depende do equipamento	Sim	Sim
Provoca vibrações ou relevante desconfinamento do solo;	Não	Não	Mais que a Mega	Não	Desconfi-namento	Desconfi-namento
Execução sem a necessidade de reação da estrutura;	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
Execução abaixo do nível d'água;	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Não****
Facilidade de locomoção dentro da obra;	Sim	Sim	Variável	Variável	Sim	Sim
A possibilidade de constatação das diversas camadas e natureza do solo, durante sua execução.	Não	Não	Sim	Não	Sim	Sim

Característica \ Estaca	Mega Concreto	Mega Metálica	Strauss	Raiz	Escavada (broca)	Tubulão
Formação de lama e refluxo de argamassa ou concreto na obra pela perfuração com água;	Não	Não	Sim	Sim	Não	Não
Limitação com SPT acima de 30 golpes;	Sim	Não	Sim	Não	Sim	Não
Limitações de uso em camadas espessas de argilas muito moles, saturadas, e em areias submersas, por seccionamento ou instabilidade do fuste;	Sim	Não	Sim	Pode ocorrer seccionamento	Sim	Sim
Garantia de qualidade do concreto ou argamassa (produzido na obra), sem fiscalização;	Sim	---	Não, é causa dos maiores problemas com esta estaca	Não, a menos da contratação de empresas especializadas	Não	Não
Capacidade de transferência de carga da estrutura em reforço para o solo, sem mobilizar novos recalques;	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não
Relevante resistência à flexão e tração;	Não*	Sim	Não	Sim	Não*	Sim*
Possibilidade de utilização da estaca logo após sua instalação, para casos de intervenções urgentes;	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não
Possibilidade de atravessar matações e rocha;	Não	Não	Não	Sim	Não	Não**
Custo extra com a retirada de entulho e limpeza;	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim

* - Podem ser armados para estes esforços, entretanto há limitações.

** - Existe a possibilidade de se utilizar explosivos.

*** - Difícil na prática, embora os executores confirmem sua possibilidade com equipamentos especiais, usualmente prever altura mínima de 6 metros.

**** - Embora seja possível sua execução alguns metros abaixo do N.A. para bases em argilas.

Tabela 6.2.2.1 – Comparação de desempenho entre as soluções de reforço de fundação mais usuais.

A tabela 6.2.2.2 complementa a anterior, apresentando valores de referência, compostos pela média dos valores cotados em empresas executoras de elementos de fundação, na região da grande São Paulo.

Tipo de elemento de fundação	Diâmetros mais usuais (cm)	Custo médio por elemento de fundação	Custo médio de mobilização (jul/05) (R\$) **
Mega Concreto	25	Até 5ml – R\$ 450,00 por estaca. Cada metro linear adicional - R\$ 75,00.	900
Mega Metálica	8,9 – 12,7	R\$ 240,00 / ml, e; R\$ 308,00 / ml, respectivamente.	900
Strauss	25	R\$ 60 / m	1.000
Raiz	25	R\$ 120 / m	4.000
“brocas”	25	R\$ 50 / m	100
Tubulão	70	R\$ 1.300 por até 4m*	500

* - Tubulão com base de 1,40m.

** - Os valores de mobilização variam muito em cada empresa, bem como os próprios valores das estacas, em função do volume de elementos de fundação e localização da obra, sendo necessária, uma cotação entre as empresas executoras antes de uma decisão por menor custo.

Tabela 6.2.2.2 – Preços de referência das soluções para reforço de fundações mais usuais.

6.2.3 Conclusões

As tabelas 6.2.2.1 e 6.2.2.2 expõem as principais características práticas entre as soluções de reforço de fundação mais usuais.

Para uma correta escolha do tipo de solução para o reforço de uma fundação, é importante não se analisar apenas o aspecto econômico, isoladamente. É preciso lembrar, por exemplo, que a substituição de uma estaca Mega metálica por uma do tipo Raiz, de capacidade de carga equivalente, deve ser cautelosa, pois para uma estaca de 20 m de comprimento e 25 cm de diâmetro, são gastos em média, 10.000 litros de água em seu processo executivo, o que em conjunto com a água utilizada por outras estacas, pode solapar o solo de apoio, causando uma potencial perda de

sua capacidade de carga e o conseqüente recalque da estrutura. É preciso lembrar ainda que esta estaca não é capaz de reagir satisfatoriamente logo após sua execução, podendo gerar ainda recalques indesejados por conta da potencial perda de capacidade de carga das estacas antigas, anteriormente satisfatórias.

Wolle * (Informação verbal), cita um caso similar, em que, há muitos anos, para reforçar as fundações de um prédio do conjunto habitacional da COHAB, não foi possível a execução de estacas Mega por não haver reação suficiente para o processo de prensagem, optando-se então pela utilização de estacas Raiz. Durante a execução, por conta da água de perfuração, ocorreu o carreamento de partículas do solo e as vigas baldrame, que acabaram funcionando como apoios diretos, perderam esta sustentação. Ao final o problema foi resolvido, exemplificando o risco potencial exposto acima.

Outro exemplo importante é a análise puramente econômica, e equivocada, de uma solução de reforço de fundação. A estaca Strauss, por exemplo, tem um custo relativamente baixo, entretanto existem algumas limitações para o seu uso, que devem ser respeitadas.

Velloso (1991), apud Foti (2001), cita que as estacas tipo Strauss devem ser executadas com sua ponta sempre em argila.

Esta medida deve ser tomada para impedir o fechamento do furo, em materiais como argilas muito moles, saturadas ou em areias submersas. Para o caso da ponta em areia submersa, é possível que ocorra o impedimento do esgotamento adequado d'água, necessário para a concretagem adequada desta estaca e o afofamento desta camada de areia, prejudicando sua capacidade de carga na ponta, após sua execução.

Outro problema verificado com frequência nas obras é a falta de fiscalização adequada.

* WOLLE, C. (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo). Entrevista pessoal. 2005.

Segundo Foti (2001), o controle do concreto nas estacas tipo Strauss deve ser rigoroso. Pois, segundo especialistas, grande parte das ocorrências de danos nestas estacas são devido a deficiências de concretagem durante a retirada dos tubos.

Ainda segundo Foti (2001). “A estaca tipo Strauss vem sendo discriminada já há algum tempo, devido à falta de controle no processo executivo e à baixa qualidade da mão de obra envolvida. Os maus resultados vêm mostrando obras com problemas de recalques e trincas e, cada vez mais, projetistas e consultores de fundações buscando outras soluções, a um custo muitas vezes mais elevado”.

Como conclusão, não existe uma estaca “universal” para ser aplicada em todas as obras.

Neste item, o autor apresenta uma breve colaboração, expondo tabelas resumo com alguns dos dados práticos mais importantes para um adequado projeto de reforço de fundações.

7. PROPOSTA DE AJUSTE DA FÓRMULA DE CAPACIDADE DE CARGA DE DÉCOURT E QUARESMA, PARA AS ESTACAS MEGA DE CONCRETO, COM UTILIZAÇÃO DOS COEFICIENTES “ α ” E “ β ” DE CORREÇÃO.

7.1 INTRODUÇÃO

Considerando-se que, na prática dos projetos envolvendo o uso de estacas Mega, é usual a aplicação do método de estimativa da capacidade de carga de Décourt & Quaresma, sem a utilização de coeficientes de correção (ou “fatores de ajuste”), procurar-se-á, neste capítulo, desenvolver tais fatores de ajuste com base num estudo de correlação de resultados obtidos em várias obras nas quais estas estacas foram utilizadas.

Cabe lembrar que o método semi-empírico de previsão da capacidade de carga proposto por Décourt & Quaresma, daqui por diante referido simplesmente como “D&Q”, foi desenvolvido inicialmente para estacas pré-moldadas de concreto cravadas de modo convencional com uso de bate-estacas. Posteriormente o uso deste método foi ampliado para abranger outros tipos de estacas. Conforme já descrito anteriormente no item 5.6 desta dissertação, para tal aplicação, utilizaram-se dois fatores multiplicativos de ajuste da fórmula de “D&Q”, denominados “ α ” e “ β ”, a serem multiplicados respectivamente pela resistência de ponta das estacas e pela resistência por atrito lateral das estacas.

Pretende-se, neste capítulo, proceder de forma análoga com relação às estacas Mega de concreto, procurando-se definir os fatores de ajuste “ α ” e “ β ” que melhor ajustem a fórmula de “D&Q” aos resultados obtidos durante a prensagem das estacas Mega nas obras cujos dados puderam ser coletados nesta pesquisa. Para esta análise, foram relacionados dados estimados e medidos da capacidade de carga em 26 obras de reforço de fundação na região da grande São Paulo, executadas com estacas tipo Mega de concreto.

Os perfis de sondagens destas 26 obras estão apresentados no anexo “A”, na forma de tabelas descritivas.

Os dados destas obras foram inseridos em planilhas *Microsoft Excel*, apresentadas no anexo “B”, assim como as cargas medidas de cravação das estacas obtidas nas obras, conforme leituras realizadas no manômetro. Nas planilhas também foram inseridos os valores da capacidade de carga esperada segundo a fórmula de Décourt e Quaresma e os dados de sondagem, procurando-se obter um universo de dados consistente de obras na região da grande São Paulo. Utilizando-se estes dados, procurou-se analisar a necessidade da utilização dos fatores de ajuste “ α ” e “ β ”, de modo a se obter uma melhor representatividade na aplicação da fórmula “D&Q” ajustada, com relação aos valores medidos nestas obras.

7.2 ASPECTOS GERAIS

Durante a fase de coleta de dados, pode-se observar diversas “dificuldades” nos processos executivos e na aquisição dos dados, assim como as difíceis condições de trabalho, na maioria das obras, para a execução deste tipo de estaca.

Na maioria das obras de reforço de fundação com uso de estacas Mega, é necessária a execução de cavas abaixo do subsolo da estrutura antiga, ficando o encarregado a quase 2m de profundidade e muitas vezes parcialmente coberto pela lama formada pelo afloramento do lençol freático. Outras complicações comuns são a dificuldade de ventilação adequada e a iluminação precária.

Outra preocupação importante para este tipo de obra é quanto à segurança dos operários, pois além de haver a necessidade de se descalçar, ainda que parcialmente, a fundação comprometida, o operador dentro da cava fica em frente a um macaco aplicando cargas elevadas em segmentos de concreto simplesmente apoiados, tendo ainda, por vezes, que aplicar cargas inclinadas, correndo-se o risco de acidentes por

desvio de atenção ou problemas físicos ou mecânicos nas estacas ou equipamentos, respectivamente.

Por conta dos fatos acima citados, verifica-se que a aquisição, durante essas obras, de qualquer dado adicional, além das informações sobre a quantidade de segmentos de concreto instalados, quantidade de calços e cunhas, comprimento da estaca, carga de cravação e carga de encunhamento, seria desaconselhável. A aquisição de outros tipos de dados, como por exemplo, uma leitura precisa do comprimento de cravação dos últimos segmentos, além de desviar a atenção do encarregado, seria passível de erro, pois além da lama, do espaço físico diminuto no interior da cava e da falta de luminosidade adequada, a instalação do último segmento de concreto ou sua fração, depende do curso do macaco hidráulico e também das condições da estrutura em reação, que por vezes já se encontra bastante solicitada.

Com base no que foi exposto no parágrafo anterior, é possível concluir que, se por um lado a estaca tipo Mega tem um dos melhores sistemas de controle de cravação, através da leitura do manômetro hidráulico, garantindo uma boa segurança e uniformidade ao estaqueamento sem a necessidade de provas de carga futuras, por outro lado, sua instalação não pode ser totalmente comparada a uma prova de carga, como já discutido neste trabalho, em função dos intervalos de carregamento e tempo previstos em norma, não aplicáveis em obras usuais, e também pela dificuldade de sua instrumentação. Este fato dificulta e talvez até inviabiliza tentativas de uma análise mais sofisticada que almeje, por exemplo, analisar a separação das parcelas de sua capacidade de carga em atrito lateral e ponta. Para este propósito poder-se-ia utilizar a aplicação direta, por exemplo, de métodos semi-empíricos de capacidade de carga, como o dos engenheiros Décourt e Quaresma.

Conforme citado por Amann (2000), no capítulo 5.6, não é possível com os dados disponíveis, no caso de uma proposta de adequação à metodologia de estimativa de capacidade de carga “D&Q” para as estacas tipo Mega de concreto, propor e aferir separadamente os “fatores de ajuste” “ α e β ”, baseando-se simplesmente na tentativa de aferição parcial dos valores de capacidade de carga relativos à ponta e ao atrito

lateral, estimados pelo método de cálculo de “D&Q”. Isto posto, o critério para o “ajuste” da metodologia de cálculo de “D&Q” seguirá, nesta dissertação, um critério estatístico, apresentado no item 7.3.2.2.

7.3 DESENVOLVIMENTO DAS ANÁLISES

7.3.1 Coleta dos dados para a formação da amostra e sua comparação com o universo de dados de “D&Q”

Durante a fase de coleta, houve a necessidade de uma triagem dos dados, pois, em diversas obras, havia problemas como a falta de dados em algumas sondagens, referentes à sua locação ou confiabilidade e representatividade, ou ainda ocorreram obras com estacas de ponta apoiada em rocha ou com estacas demasiadamente curtas. Estes dados potencialmente falseariam a amostra, impossibilitando uma análise adequada e por estes fatores, estes dados considerados anômalos ou deficientes foram suprimidos da amostra.

Entre os dados apresentados, a obra na rua Padre Chico, que aparentemente apresenta dados consistentes e completos, foi isolada na fase final de refinamento dos coeficientes “ α ” e “ β ” por apresentar valores discrepantes em relação ao restante e representar apenas cerca de 7% do universo amostral.

Após esta fase preliminar, a amostra final foi composta por 26 obras, das quais 14 apresentam estacas com pontas embutidas em argilas, 5 em siltes e 7 em areias, conforme apresentado na tabela 7.3.1.1.

	LOCAL	CARGA MÉDIA REAL (KN)	PROF. MÉDIA D&Q (m)	CARGA ESTIMADA D&Q (KN)	D&Q/ REAL	SOLO NA PONTA DA ESTACA
1	R. Com. Elias Zarzur – Santo Amaro (SP-2)	272,5	9	202,24	0,74	ARGILA
2	R. Monet – Cotia	275	10	194,39	0,71	ARGILA
3	R. Oscar Freire – Pinheiros (SP-2)	250	7	169	0,68	ARGILA
4	R. Dom Luiz Lazanha – Z. Leste	284,7	9	195,2	0,69	ARGILA
5	R. Com. Elias Zarzur – Santo Amaro (SP-1)	265	9	189,62	0,72	ARGILA
6	R. Francisco Paulo – Tatuapé	240	7	210,6	0,74	ARGILA
7	Av. Nazaré – Ipiranga (SP-2)	244	9	179,8	0,78	ARGILA
8	R. Oscar Freire – Pinheiros (SP-1)	200	7	156,3	0,79	ARGILA
9	R. Monte alegre – Perdizes	343	7	271	0,79	ARGILA
10	R. Augusto de Miranda – Barra Funda	147,3	7	116,6	0,82	ARGILA
11	Al. Lorena – Jardim Paulista	288	7	235	0,86	ARGILA
12	Vila Guilherme - SP	303,7	10	260,5	0,87	ARGILA
13	Av. Nazaré – Ipiranga (SP-1)	298,1	9	259,5	0,88	ARGILA
14	R. Padre Chico – Lapa	180	12	196,7	1,09	ARGILA
15	Av. Cardoso de Melo – Itaim Bibi	220	5	94,9	0,43	AREIA
16	R. Prof. Hasegawa – Parque do Carmo (SP-3)	280	6	332,5	1,19	AREIA
17	R. Prof. Hasegawa – Parque do Carmo (SP-1)	260	6	256,6	0,99	AREIA
18	R. Marcelina – Vl. Romana	369	8	389,2	1,05	AREIA
19	R. Prof. Hasegawa – Parque do Carmo (SP-2)	240	5	235,2	0,98	AREIA
20	R. Torres Homem – Jardim Paulista	350	4	360	1,03	AREIA
21	R. Antônio Gandini – Itaquera	240	10	409	1,70	AREIA

LOCAL	CARGA MÉDIA REAL (KN)	PROF. MÉDIA D&Q (m)	CARGA ESTIMADA D&Q (KN)	D&Q/REAL	SOLO NA PONTA DA ESTACA
22 Av. Jorge João Saad – Vl. Sônia	225	5	202	0,90	SILTE ARENOSO
23 Av. Presidente Médici – Osasco	196	7	200,28	1,02	SILTE ARGILOSO
24 R. Barroso Neto Butantã	303	5	339,5	1,12	SILTE ARENOSO
25 Perus (SP-2)	320	5	368,16	1,15	SILTE ARENOSO
26 Perus (SP-1)	310	9	469	1,51	SILTE ARENOSO

Tabela 7.3.1.1 – Resumo dos dados obtidos em obras e dos valores estimados por “D&Q” apresentados neste capítulo, bem como a relação entre as cargas de ruptura estimadas por “D&Q” / os valores reais verificados em obra (medidos).

A figura 7.3.1.1 apresenta de forma gráfica os dados analisados nesta dissertação, demonstrando a dispersão de dados quando se promove a relação entre a capacidade de carga na ruptura estimada por “D&Q” e a capacidade de carga medida em campo, para os diversos tipos de solo de embutimento da ponta das estacas da amostra analisada neste capítulo.

A figura 7.3.1.2 apresenta as frequências relativas da variável capacidade de carga calculada dividida pela capacidade de carga medida, para toda a amostra analisada neste capítulo, obtidas através da fórmula original de “D&Q”.

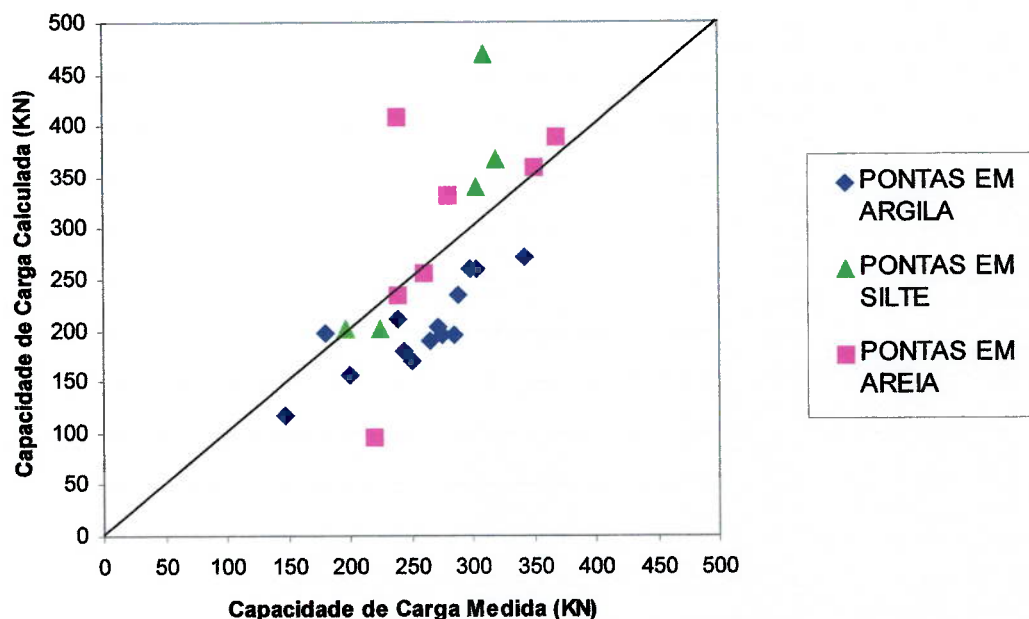


Figura 7.3.1.1 – Relação entre a capacidade de carga na ruptura estimada por “D&Q” e a capacidade de carga medida em obra, para os diversos tipos de solo de embutimento da ponta das estacas da amostra analisada neste capítulo.

Bilfinger (2002), analisando os dados obtidos em seu trabalho com estacas pré-moldadas de concreto, como as utilizadas na metodologia de “D&Q”, trabalhando em um universo similar aos obtidos nesta dissertação e também ao utilizado por “D&Q”, verificou uma aparente dispersão maior de seus dados em relação aos dados originais de “D&Q”, verificando, após constatação de estar trabalhando com praticamente o mesmo universo amostral, que simplesmente a dispersão dos dados obtidos por este método de cálculo é superior àquela obtida por seus autores, mesmo para o mesmo universo geológico-geotécnico.

A conclusão de Bilfinger (2002) pode, aparentemente, ser extrapolada para outras estacas por ocasião da estimativa de capacidade de carga por “D&Q” e ainda para as estacas tipo Mega, aceitando-se para este caso, o fato de que potencialmente haverá uma diferença maior de dispersão entre os dados estimados e reais, uma vez que são obtidos pela mesma metodologia “D&Q”, e devendo-se ainda garantir que esta

previsão sempre subestime ligeiramente a capacidade real da estaca, assim como ocorre na metodologia original de “D&Q”.

Analisando-se as tabelas 7.3.2.1.1 e 7.3.2.1.2 ou as planilhas completas, geradoras dos valores de capacidade de carga estimada por “D&Q” para cada obra, apresentadas no anexo “B”, é possível verificar que um dos fatores que influi nesta dispersão dos resultados é a alteração da camada de solo de embutimento da ponta da estaca. As variações dos tipos de solos ao longo do fuste de uma estaca podem ser melhor “absorvidas” ao longo da estaca, no processamento matemático da somatória de distribuição das cargas laterais, ao contrário do que ocorre com a ponta da estaca. Na formulação de “D&Q” não se leva em conta o tipo de solo ao longo do fuste da estaca. Já para a parcela de capacidade de carga correspondente à ponta da estaca, entretanto, a mudança do tipo de solo da camada na ponta desta estaca pode modificar substancialmente o fator multiplicador “K” de “D&Q”, influenciando significativamente a previsão da capacidade de carga da estaca.

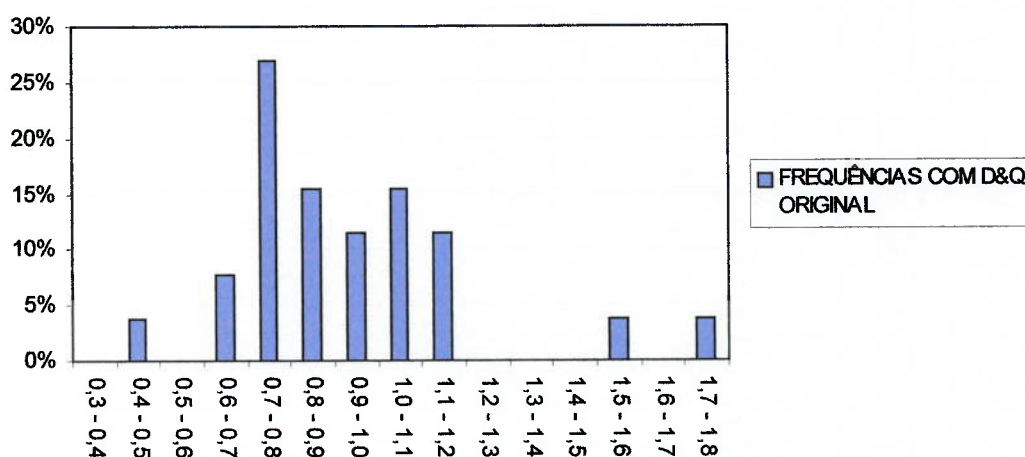


Figura 7.3.1.2 – Frequências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para os diversos tipos de solo de embutimento da ponta amostrados neste capítulo, obtidas através da fórmula original de “D&Q”.

7.3.2 Análise dos dados e proposição de ajuste da fórmula “D&Q”

Neste item apresenta-se o desenvolvimento das análises dos dados e os resultados obtidos a partir destas.

Inicialmente procedeu-se a alguns ajustes nos dados de modo a adequar as análises às condições reais de obra observadas, conforme segue:

- Como a cava para a instalação das estacas tem na prática, em média 1,0 a 1,7 m de profundidade, o conjunto de fechamento da estaca composto pelo cabeçote, calços e cunhas, tem em torno de 50 a 68 cm, e raramente são utilizados meios segmentos de concreto, optou-se por não considerar nos cálculos o atrito lateral no primeiro ou, em alguns casos, nos dois metros iniciais de estaca, onde durante o macaqueamento não ocorre adesão entre o solo e o fuste, cuja consideração poderia vir a falsear a análise. Para isto, simplesmente estes valores de “NSPT” foram suprimidos das planilhas de cálculo.
- Quanto ao critério de arredondamento utilizado para a profundidade da estaca, uma vez que a estimativa do “NSPT”, dado principal da fórmula “D&Q”, deve ser analisado metro a metro, optou-se pela metodologia de arredondamento usual, limitando-se a meio metro ou um segmento de estaca.
- Os índices Nspt apresentados nas planilhas de cálculo do anexo “B” já estão com suas cotas de “topo” adequadas às cotas de topo das estacas, para a facilidade de cálculo.
- Por conta do ajuste matemático necessário à adequação das unidades da planilha “D&Q” ao sistema internacional, os valores exibidos na primeira e última linha de cada planilha do anexo “B” não devem ser considerados.

7.3.2.1 Estacas com ponta em areias e siltes

Durante a fase de análise dos dados, observou-se um comportamento semelhante entre as estacas cujas pontas ficaram imersas em areias e em siltes. Os valores de carga de ruptura estimados pela metodologia de cálculo de “D&Q” apresentaram-se, de maneira geral, muito próximos aos medidos em campo, não cabendo na opinião do autor, correções em seus coeficientes.

Uma possível explicação para esta aparente “boa correlação” entre os resultados medidos no campo e os estimados por “D&Q”, em relação aos dados verificados para as estacas com ponta embutida em argilas, pode ser obtida analisando-se o aspecto matemático das planilhas de cálculo “D&Q”, localizadas no anexo “B”, onde pode ser verificado que, por conta da variação do tipo de solo de embutimento da ponta de cada estaca e a conseqüente alteração de seu fator multiplicador “K”, associado com a carga de reação à cravação, limitada pela estrutura, podem ocorrer, visualmente, duas situações:

- a) Para as estacas com pontas embutidas em areias, é possível verificar, analisando matematicamente as tabelas “D&Q”, que existe uma maior diferença absoluta entre os valores consecutivos de estimativa da capacidade de carga, obtidos a cada metro subsequente da planilha de cálculo “D&Q” (anexo “B”). Outro dado relevante observado é a verificação de que, em média, são observados para este tipo de solo, valores mais altos de estimativa da capacidade de carga para as mesmas profundidades, que para os outros tipos de solo, analisados nesta dissertação.

Analisando os dados supracitados, potencialmente pode ocorrer o aumento da probabilidade de a estaca alcançar sua carga de projeto transpondo menos camadas de solo e conseqüentemente diminuindo a margem de erro do método.

- b) A estaca pode ser inicialmente instalada em uma camada de solo com fator “K” menor (argilas ou siltes) e posteriormente, em sua fase final, atingir camadas arenosas, portanto com fator “K” mais elevado, o que além de aumentar a reação na estrutura em reforço, aproxima a estaca mais rapidamente de sua carga de projeto. Como já discutido no capítulo 5.6, a metodologia de estimativa da capacidade de carga “D&Q” “interpreta” matematicamente a alteração do tipo de solo alterando o fator multiplicador “K”. No caso de passagem para uma camada arenosa ocorre imediato aumento da estimativa de capacidade de carga para este novo tipo de solo em relação ao anterior, e conseqüentemente aumenta a probabilidade da estaca atingir sua carga de trabalho naquela região, como freqüentemente é observado para estacas com pontas embutidas em areias.

De fato o autor constatou a validade deste método, pois em diversas obras, verificou-se que durante a instalação de uma estaca tipo Mega é possível identificar exatamente quando uma nova camada de solo é atingida, simplesmente pelo aumento correspondente da carga lida no manômetro hidráulico, sendo perfeitamente possível interpretar a sondagem local durante a instalação.

Como exemplo do exposto acima, cita-se uma ocorrência muito comum, verificada quando se instala, por exemplo, uma estaca em camadas delgadas de argila mole, com cerca de 1 metro, seguidas por camadas de areia, silte e até mesmo argilas (Taguá), mais competentes, em que no último metro de estaca, pouco após a transição da camada, é possível atingir cerca de 250 KN, o que pode deixar a estaca muito curta, com apenas cerca de 2m de comprimento.

Como complementação do exposto acima, é importante ainda verificar que, como se trata de um método semi-empírico desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, baseado em provas de cargas, não há como, com os dados disponíveis, concluir-se nada além de que, potencialmente, para os solos arenosos e siltosos, as estacas Mega de concreto “atuam” no solo de maneira semelhante às estacas pré-moldadas de concreto.

Um dos fatores que distinguem as obras com as estacas tipo Mega da grande maioria das outras obras com diferentes tipos de estacas é o fato de que na maioria dos casos, a instalação desta estaca é finalizada porque simplesmente a carga desejada de projeto, com os devidos coeficientes de segurança, já foi obtida, não sendo conveniente continuar com sua instalação, sob risco de danificar a estrutura em reação. Para esta mesma posição, a simples verificação da estimativa de “D&Q” geralmente apresenta-se maior, mostrando então que aquela estaca poderia ainda alcançar uma maior capacidade de carga dentro daquele intervalo de 1,0 m de cravação, caso houvesse esta necessidade. Para os casos em que os valores estimados por “D&Q” apresentam-se menores que os valores obtidos nas leituras em obra, esta diferença não deve ser analisada de maneira absoluta, e sim, em conjunto com os dados periféricos da planilha. Estes dados podem ser mais facilmente analisados utilizando-se das tabelas 7.3.2.1.1 e 7.3.2.1.2.

Os parágrafos acima explicam parcialmente porque se optou por não aferir a fórmula de “D&Q” para as areias ou siltes, pois os números obtidos, aparentemente discrepantes, são facilmente entendidos e justificados quando se analisam as planilhas e sondagens em conjunto, e qualquer tentativa de alteração seria injustificada em face à “margem de erro” tolerável de geralmente menos de 1,0 m de estaca, na maioria das vezes, por conta da metodologia de cálculo de “D&Q”, como pode ser verificado nas planilhas de cálculo do anexo “B”.

	LOCAL	PROF. MÉDIA REAL (m)	CARGA FINAL REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q (-1 m) (KN)	CARGA D&Q (+1 m) (KN)
1	Av. Cardoso de Melo – Itaim Bibi	5	220	94,9	70,69	226,46
2	R. Prof. Hasegawa – Pque do Carmo(SP-3)	6	280	332,5	233,44	458,41
3	R. Prof. Hasegawa – Pque do Carmo(SP-1)	6	260	256,6	183,26	336,15
4	R. Marcelina – Vl. Romana	8	369	389,2	174,75	440,20
5	R. Prof. Hasegawa – Pque do Carmo(SP-2)	5	240	235,2	158,39	316,78
6	R. Torres Homem – Jardim Paulista	4	350	360	106,03	169,95
7	R. Antônio Gandini – Itaquera	10	240	409	202,80	282,60

Tabela 7.3.2.1.1 – Dados de embutimento das estacas com ponta em areias.

	LOCAL	PROF. MÉDIA REAL (m)	CARGA FINAL REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q (-1 m) (KN)	CARGA D&Q (+1 m) (KN)
1	Av. Jorge João Saad – Vl. Sônia	5	225	202	141,21	248,55
2	Av. Presidente Médici – Osasco	7	196	200,28	161,66	228,86
3	R. Barroso Neto – Butantã	5	303	339,5	260,33	417,41
4	Perus (SP-2)	5	320	368,16	157,57	577,44
5	Perus (SP-1)	9	310	469	279,25	845,95

Tabela 7.3.2.1.2 – Dados de embutimento das estacas com ponta em siltes.

Bilfinger (2002) também verificou em sua tese, analisando o método de cálculo de “D&Q”, a influência da variabilidade de capacidade de carga em função da consideração da ponta da estaca apoiada a 1 metro acima ou abaixo de sua cota de instalação, utilizando dados de provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto, entretanto não distingue os tipos de solo na ponta.

As planilhas de cálculo “D&Q”, cujos dados deram origem às tabelas e figuras deste capítulo, com seus respectivos dados de sondagem e fatores “K”, encontram-se no anexo “B”.

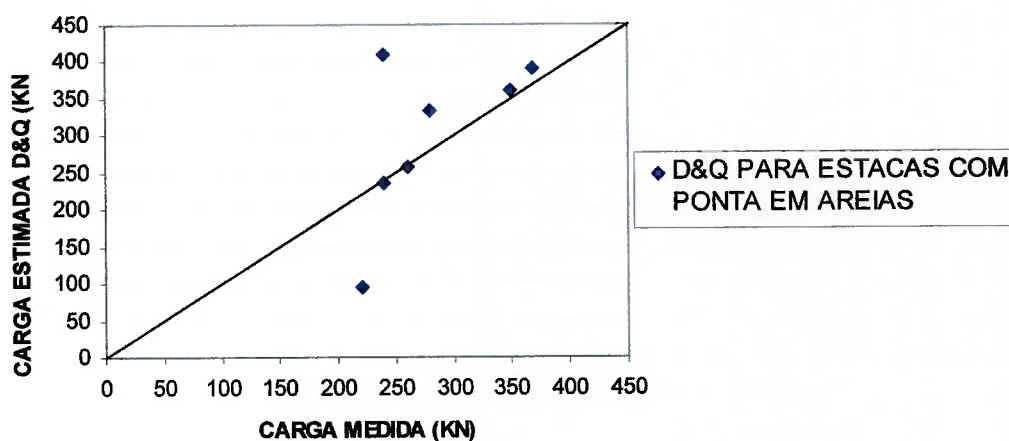


Figura 7.3.2.1.1 – Comparação entre os valores de capacidade de carga estimada pelo método “D&Q” e os valores obtidos através da leitura do manômetro hidráulico nas obras (estacas com pontas em areias) (cargas de ruptura).

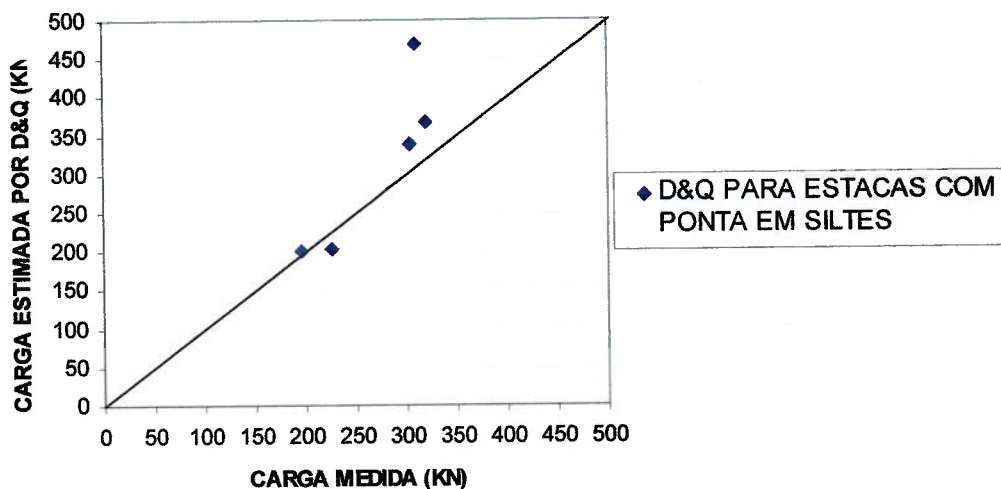


Figura 7.3.2.1.2 – Comparação entre os valores de capacidade de carga estimada pelo método “D&Q” e os valores obtidos através da leitura do manômetro hidráulico nas obras (estacas com ponta em siltes) (cargas de ruptura).

7.3.2.2 Estacas com ponta em argilas

Analisando os 14 casos em que as estacas tiveram suas pontas embutidas em argilas, verificou-se que a metodologia para a estimativa de carga de “D&Q” subestimava os valores reais de capacidade de carga, observados em obra.

Analisando a concepção do método “D&Q”, que originalmente foi desenvolvido para as estacas pré-moldadas de concreto, há de se considerar que uma das principais diferenças entre estas estacas e as Mega está na forma de cravação, com uma geração maior de vibração e uma energia de cravação aplicada com uma velocidade muito superior nas primeiras, em relação às condições de instalação de uma estaca tipo Mega.

Com base nestes dados, somando-os com os dados anteriormente levantados no item 7.2, aparentemente a parcela de capacidade de carga da ponta sofre uma alteração significativamente menor, em relação à parcela da capacidade de carga resistida pelo

atrito lateral entre estes dois métodos de cravação, por conta do confinamento similar do solo na ponta, embuchamento similar, material similar e deslocamentos similares durante a última etapa de cravação.

Analisando a parcela de atrito lateral no fuste de cada tipo de estaca (pré-moldada e Mega), verifica-se que a metodologia de cravação diferente pode, potencialmente, modificar a interação solo – estaca, alterando os respectivos valores de atrito lateral e conseqüentemente a capacidade de carga de cada tipo de estaca, por conta da diferença nos efeitos de vibração, transferência de energia da estaca para o solo e ainda na velocidade de cravação, a menos da fase final de instalação, onde esta diferença de velocidade não é muito acentuada.

Analisando o exposto acima, parece razoável a interpretação de que, para a etapa de aferição da metodologia de cálculo “D&Q” proposta neste item, a parcela de capacidade de carga da ponta sofra uma “correção” (fator “ α ”) menor que a parcela referente ao atrito lateral (fator “ β ”).

Analisando a tabela 7.3.1.1, que resume todos os dados de obras deste capítulo, verifica-se que a relação entre os valores da capacidade de carga na ruptura estimados pelo método “D&Q”, dividido pelos valores de carga real alcançada (medida) pelas estacas nas obras, subestima a capacidade de carga para as estacas com pontas embutidas em argilas.

Para melhorar esta estimativa, propõe-se a alteração dos coeficientes “ α ” e “ β ” da fórmula original de “D&Q” para as estacas tipo Mega com pontas embutidas em argilas, de modo que esta fórmula apresente valores de capacidade de carga estimadas mais próximas da realidade observada nas obras analisadas nesta dissertação.

A metodologia de aferição destes coeficientes pode ser analisada observando-se as tabelas 7.3.2.2.1 a 7.3.2.2.4, na qual foram apresentadas diversas tentativas de

correlação, culminando na melhor adequação dos coeficientes “ α ” e “ β ”, respectivamente “1,1” e “1,2”, os quais são sugeridos pelo autor.

A metodologia utilizada para a “aferição” da fórmula de “D&Q” consiste na apresentação de planilhas de cálculo contendo os dados obtidos pelo método “D&Q” para a estimativa da capacidade de carga nas 14 obras analisadas, variando-se, segundo os critérios apresentados acima, os fatores “ α ” e “ β ”, de modo que, mantendo-se o critério original da metodologia “D&Q” de subestimar ligeiramente os valores estimados em relação aos valores medidos em campo, situando-se assim a favor da segurança, seja obtida a melhor compatibilidade entre os valores mais próximos à reta média (“ r^2 ” = 1,0) e os valores mais próximos aos medidos no campo, verificados pela média entre a capacidade de carga estimada por “D&Q” dividida pelos valores medidos em campo, com valores mais próximos a 1.

Como validação do método, foi utilizada uma regressão tipo linear, através da análise dos coeficientes de determinação (r^2) entre os dados medidos e os obtidos nas diversas condições de aplicação da formulação de previsão, verificando-se uma melhoria consistente na formulação.

Outra ferramenta estatística utilizada em conjunto com (r^2) foi a análise da média entre os valores obtidos por “D&Q” divididos pelos valores medidos em campo para cada uma das 14 obras analisadas, objetivando a aproximação entre os resultados esperados e os medidos em campo.

Como critério para a melhor adequação dos dados, optou-se por não incluir valores da média entre cargas esperadas pelo método “D&Q” dividida pela capacidade de carga medida em campo maior que 1,05, garantindo, com base no universo dos dados analisados nesta dissertação, que apenas cerca de 14% dos dados estimados por “D&Q” modificado pelo autor, vieram a superestimar levemente os dados medidos em campo.

Como segundo critério da fase de adequação destes coeficientes, procurou-se, entre as estimativas usando os “pares” de “ α ” e “ β ” com valores de média menores que 1,05, os maiores valores de (r^2), garantindo a melhor correlação entre os valores estimados e medidos em campo, como se observa pela análise do gráfico apresentado na figura 7.3.2.2.1.

Os dados completos destas análises encontram-se no anexo “C”.

O resumo das análises finais dos dados pode ser verificado analisando as tabelas 7.3.2.2.1 a 7.3.2.2.4. Para esta análise, variou-se o fator “ β ” de “1,0” a “1,3” e procurou-se, dentro do critério exposto anteriormente, o fator “ α ”, de modo que estas variáveis atuando na formulação de “D&Q” pudessem ajustar melhor as estimativas de capacidade de carga com os valores medidos em campo.

Nº	CARGA REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q / CARGA REAL	Qu parc.		"β"	"α"	CARGA D&Q (MODIF.) / CARGA REAL
				qs,r * Slat	qp,r * Sp	1,00	1,50	
1	272,50	202,24	0,74	141,37	60,87	141,37	232,68	0,85
2	275,00	194,39	0,71	157,08	37,31	157,08	213,04	0,77
3	250,00	169,00	0,68	135,61	33,38	135,61	185,68	0,74
4	284,70	195,20	0,69	148,10	47,12	148,10	218,79	0,77
5	265,00	189,62	0,72	134,64	54,98	134,64	217,11	0,82
6	244,00	179,80	0,74	134,64	45,16	134,64	202,38	0,83
7	200,00	156,30	0,78	120,95	35,34	120,95	173,97	0,87
8	343,00	271,00	0,79	190,59	80,50	190,59	311,35	0,91
9	147,30	116,60	0,79	98,96	17,67	98,96	125,47	0,85
10	288,00	235,00	0,82	175,93	58,91	175,93	264,29	0,92
11	303,70	260,50	0,86	150,54	109,96	150,54	315,47	1,04
12	298,10	259,50	0,87	198,59	60,87	198,59	289,90	0,97
13	240,00	210,60	0,88	157,60	53,01	157,60	237,13	0,99
14	180,00	196,70	-	179,07	17,67	179,07	-	-
(r ²):	-	0,825	-	-	-	-	0,805	-
MD:	-	-	0,773	-	-	-	-	0,872

* Unidades no Sistema Internacional.

** (r²) = Coef. de Determinação.

*** MD = Média.

**** MODIF. = Valores modificados por "α" e "β".

Tabela 7.3.2.2.1 – Freqüências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para as estacas com pontas embutidas em argilas, obtidas através da fórmula de "D&Q", alterada pelos coeficientes "α" e "β" igual a "1,5" e "1,0", respectivamente.

Nº	CARGA REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q / CARGA REAL	Qu parc.		"β"	"α"	CARGA D&Q (MODIF.) / CARGA REAL
				qs,r * Slat	qp,r * Sp	1,10	1,30	
1	272,50	202,24	0,74	141,37	60,87	155,51	234,64	0,86
2	275,00	194,39	0,71	157,08	37,31	172,79	221,29	0,80
3	250,00	169,00	0,68	135,61	33,38	149,17	192,57	0,77
4	284,70	195,20	0,69	148,10	47,12	162,91	224,18	0,79
5	265,00	189,62	0,72	134,64	54,98	148,10	219,58	0,83
6	244,00	179,80	0,74	134,64	45,16	148,10	206,81	0,85
7	200,00	156,30	0,78	120,95	35,34	133,05	178,99	0,89
8	343,00	271,00	0,79	190,59	80,50	209,65	314,30	0,92
9	147,30	116,60	0,79	98,96	17,67	108,86	131,83	0,89
10	288,00	235,00	0,82	175,93	58,91	193,52	270,10	0,94
11	303,70	260,50	0,86	150,54	109,96	165,59	308,53	1,02
12	298,10	259,50	0,87	198,59	60,87	218,45	297,58	1,00
13	240,00	210,60	0,88	157,60	53,01	173,36	242,28	1,01
14	180,00	196,70	-	179,07	17,67	196,98	-	-
(r ²):	-	0,825	-	-	-	-	0,819	-
MD:	-	-	0,773	-	-	-	-	0,890

* Unidades no Sistema Internacional.

** (r²) = Coef. de Determinação.

*** MD = Média.

**** MODIF. = Valores modificados por "α" e "β".

Tabela 7.3.2.2.2 – Freqüências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para as estacas com pontas embutidas em argilas, obtidas através da fórmula de "D&Q", alterada pelos coeficientes "α" e "β" igual a "1,3" e "1,1", respectivamente.

Nº	CARGA REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q / CARGA REAL	Qu parc.		"β"	"α"	CARGA D&Q (MODIF.) / CARGA REAL
						1,20	1,10	
				qs,r * Slat	qp,r * Sp			
1	272,50	202,24	0,74	141,37	60,87	169,65	236,60	0,87
2	275,00	194,39	0,71	157,08	37,31	188,50	229,53	0,83
3	250,00	169,00	0,68	135,61	33,38	162,73	199,45	0,80
4	284,70	195,20	0,69	148,10	47,12	177,72	229,56	0,81
5	265,00	189,62	0,72	134,64	54,98	161,57	222,04	0,84
6	244,00	179,80	0,74	134,64	45,16	161,57	211,24	0,87
7	200,00	156,30	0,78	120,95	35,34	145,14	184,02	0,92
8	343,00	271,00	0,79	190,59	80,50	228,71	317,26	0,92
9	147,30	116,60	0,79	98,96	17,67	118,75	138,19	0,94
10	288,00	235,00	0,82	175,93	58,91	211,12	275,91	0,96
11	303,70	260,50	0,86	150,54	109,96	180,64	301,59	0,99
12	298,10	259,50	0,87	198,59	60,87	238,31	305,27	1,02
13	240,00	210,60	0,88	157,60	53,01	189,12	247,44	1,03
14	180,00	196,70	-	179,07	17,67	214,89	-	-
(r ²):	-	0,825	-	-	-	-	0,827	-
MD:	-	-	0,773	-	-	-	-	0,908

* Unidades no Sistema Internacional.

** (r²) = Coef. de Determinação.

*** MD = Média.

**** MODIF. = Valores modificados por "α" e "β".

Tabela 7.3.2.2.3 – Freqüências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para as estacas com pontas embutidas em argilas, obtidas através da fórmula de "D&Q", alterada pelos coeficientes "α" e "β" igual a "1,1" e "1,2", respectivamente.

Nº	CARGA REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q / CARGA REAL	Qu parc.		"β"	"α"	CARGA D&Q (MODIF.) / CARGA REAL
						1,30	1,10	
				qs,r * Slat	qp,r * Sp			
1	272,50	202,24	0,74	141,37	60,87	183,78	250,74	0,92
2	275,00	194,39	0,71	157,08	37,31	204,20	245,24	0,89
3	250,00	169,00	0,68	135,61	33,38	176,30	213,01	0,85
4	284,70	195,20	0,69	148,10	47,12	192,54	244,37	0,86
5	265,00	189,62	0,72	134,64	54,98	175,03	235,51	0,89
6	244,00	179,80	0,74	134,64	45,16	175,03	224,71	0,92
7	200,00	156,30	0,78	120,95	35,34	157,24	196,11	0,98
8	343,00	271,00	0,79	190,59	80,50	247,77	336,32	0,98
9	147,30	116,60	0,79	98,96	17,67	128,65	148,09	1,01
10	288,00	235,00	0,82	175,93	58,91	228,71	293,50	1,02
11	303,70	260,50	0,86	150,54	109,96	195,70	316,65	1,04
12	298,10	259,50	0,87	198,59	60,87	258,17	325,13	1,09
13	240,00	210,60	0,88	157,60	53,01	204,88	263,20	1,10
14	180,00	196,70	-	179,07	17,67	232,79	-	-
(r ²):	-	0,825	-	-	-	-	0,828	-
MD:	-	-	0,773	-	-	-	-	0,965

* Unidades no Sistema Internacional.

** (r²) = Coef. de Determinação.

*** MD = Média.

**** MODIF. = Valores modificados por "α" e "β".

Tabela 7.3.2.2.4 – Freqüências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para as estacas com pontas embutidas em argilas, obtidas através da fórmula de "D&Q", alterada pelos coeficientes "α" e "β" igual a "1,1" e "1,3", respectivamente.

A seguir, apresenta-se na figura 7.3.2.2.1, um gráfico contendo os valores de capacidade de carga previstos por "D&Q" em relação aos obtidos em campo. Analisando este gráfico, é possível verificar o melhor ajuste com os fatores de

correção sugeridos pelo autor, em relação aos dados sem qualquer ajuste na metodologia de “D&Q”, analisados nesta dissertação.

A figura 7.3.2.2.2 apresenta as novas frequências relativas da variável capacidade de carga calculada dividida pela capacidade de carga medida, para as estacas com

pontas embutidas em argilas, obtidas através da fórmula de “D&Q”, alterada pelos coeficientes “ α ” e “ β ” iguais a “1,1” e “1,2”, respectivamente.

Comparando-se a figura 7.3.2.2.2 com a figura 7.3.1.2, é possível verificar uma distribuição de frequências mais homogênea na região central do gráfico, indicando valores estimados mais próximos aos medidos na prática e validando a utilização dos novos coeficientes “ α ” e “ β ”.

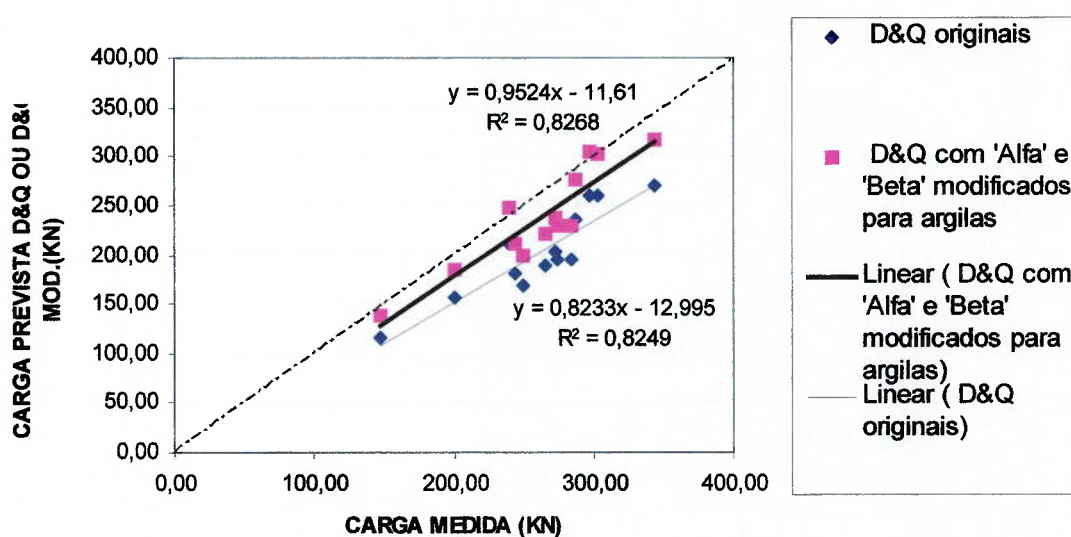


Figura 7.3.2.2.1 – Comparação entre os dados “D&Q” anteriores e após a adoção do novos coeficientes “ α ” e “ β ” de ajuste.

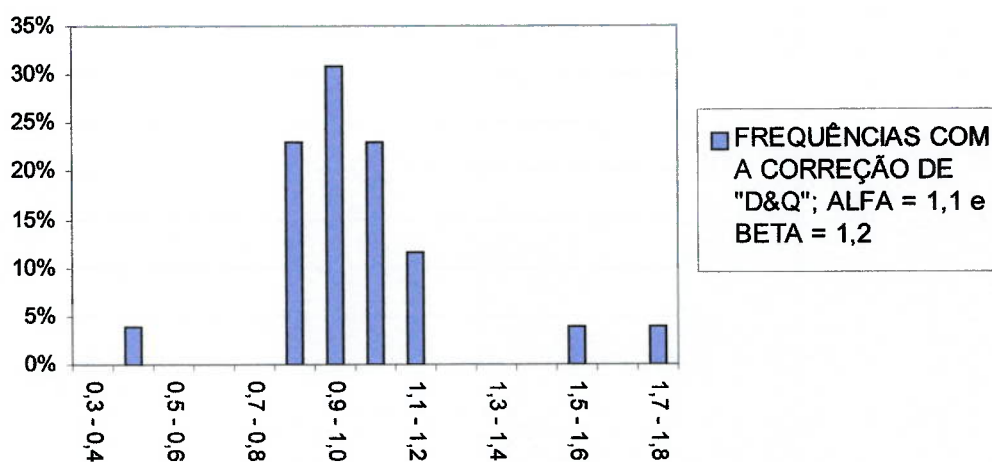


Figura 7.3.2.2.2 – Frequências relativas da variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida, para as estacas com pontas embutidas em argilas, obtidas através da fórmula de “D&Q”, alterada pelos coeficientes “ α ” e “ β ” igual a “1,1” e “1,2”, respectivamente.

7.4 Conclusões

Com base nos resultados apresentados neste capítulo, o autor propõe a utilização de fatores de correção “ α ” e “ β ” de 1,1 e 1,2, respectivamente, para as estacas Mega com pontas embutidas em camadas de solos argilosos.

Para as estacas Mega com pontas embutidas nos demais tipos de solo estudados neste capítulo (solos siltsos e arenosos), o autor sugere a aplicação da metodologia “D&Q” sem qualquer fator de correção.

8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA A CONTINUIDADE DA PESQUISA.

8.1 CONCLUSÕES

A seguir, são apresentadas as principais conclusões desta dissertação:

- Quanto ao efeito de embuchamento esperado para as estacas Mega, pode-se concluir que há indícios da ocorrência deste fenômeno nas estacas de concreto, mas ainda não é possível determinar, com base nos dados levantados nesta dissertação, se também ocorre nas estacas Mega metálicas.
- Verifica-se que nas argilas mais sensíveis o efeito de “Set-up” ocorre de forma mais significativa. Entretanto, este dado não é usualmente levado em conta pela maioria dos projetistas de fundações, no caso das estacas Mega.
- Quanto ao custo comparativo entre as estacas Mega de concreto e metálicas, o valor do metro linear da estaca metálica é cerca de 3 a 4 vezes maior em relação à de concreto, de modo que a utilização daquelas se justifica pelas suas outras qualidades técnicas em casos específicos e não pelo fator custo.
- Pelo menos para os dados de obras estudados nesta dissertação, as estacas metálicas chegam a apresentar comprimento de cravação de até o dobro do que o das de concreto, alcançando cargas apenas 18% superiores, para estacas instaladas na mesma obra, portanto em terreno semelhante.
- Como se verifica na figura 6.2.1, o controle de cravação através de manômetro hidráulico de cada estaca Mega garante para a obra uma menor variação na distribuição dos valores de resistência de cada estaca e conseqüentemente uma menor probabilidade de ocorrência de recalques

diferenciais na estrutura, em relação a alguns outros tipos de estacas também utilizadas para reforço de fundações.

- Para uma correta escolha do tipo de solução para o reforço de uma fundação, é importante não se analisar apenas o aspecto econômico, isoladamente. É preciso lembrar, por exemplo, que a substituição de uma estaca Mega metálica por uma do tipo Raiz, de capacidade de carga equivalente, deve ser cautelosa, pois para uma estaca de 20 m de comprimento e 25 cm de diâmetro, são gastos em média, 10.000 litros de água em seu processo executivo, o que em conjunto com a água utilizada por outras estacas, pode solapar o solo de apoio, podendo causar perda de sua capacidade de carga e o conseqüente recalque da estrutura. É preciso lembrar ainda que esta estaca não é capaz de reagir satisfatoriamente logo após sua execução, podendo gerar ainda recalques indesejados por conta da potencial perda de capacidade de carga de estacas antigas, anteriormente satisfatórias.
- A fórmula de capacidade de carga proposta por Décourt e Quaresma, pelo menos com base nos dados de obras analisadas nesta dissertação, tem boa analogia com os dados reais verificados em obras para as estacas de concreto com ponta embutida em solos arenosos e siltosos. Para as estacas com ponta em argilas, o autor propõe a alteração dos coeficientes “ α ” e “ β ” para “1,1” e “1,2”, respectivamente, valores estes que se mostraram mais adequados ao conjunto de dados analisados.

8.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

As estacas tipo Mega metálicas ainda necessitam de estudos mais aprofundados. É preciso conhecer as características de embuchamento destas estacas e seu comportamento em relação aos dados estimados pela formulação de Décourt e Quaresma. Parece possível que esta formulação necessite de adequações, pois como verificado anteriormente, as estacas Mega metálicas alcançam cotas de apoio significativamente maiores que as estacas de concreto, que para alguns tipos de solos, se correlacionam de maneira satisfatória com a metodologia de previsão da capacidade de carga de "D&Q".

Mesmo para as estacas Mega de concreto, a aplicação do método de "D&Q" para previsão da capacidade de carga com as correções apresentadas no capítulo anterior, utilizando os fatores de ajuste " α " = "1,1" e " β " = "1,2" apenas para as estacas com ponta embutida em solos argilosos, deve ser ainda considerada como preliminar. Esta proposição deve ser avaliada também para estacas Mega utilizadas em solos de outras regiões do país, verificando-se assim se apresenta validade mais geral ou se apenas se aplica aos solos da região metropolitana de São Paulo.

Outro aspecto relacionado a este tipo de estaca é o fenômeno do "Set-up" assim como o do relaxamento de alguns solos. Como verificado nesta dissertação, não existem muitos estudos a respeito destes fenômenos para os solos brasileiros e nenhum que relacione este fenômeno com o comportamento das estacas Mega.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMANN, K. **Avaliação Crítica de Métodos de Previsão da Carga de Ruptura, Aplicados a Estacas Raiz**. São Paulo, 2000. 233p. Dissertação (Mestrado) – USP, Universidade de São Paulo.

AOKI, N. **Relatório geral**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7., Olinda, Setembro de 1982. Anais. Olinda, ABMS, 1982, v.8, p. 281-8.

AOKI, N.; ALONSO U. R. Previsão e Comprovação da Carga Admissível de Estacas. **Engenharia**, n. 496, 1993, p. 17-26.

AOKI, N. Critério de projeto de estacas escavadas. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, São Paulo, 11 a 13 de Setembro de 1985. **Anais**. São Paulo, ABEF/ABMS, 1985, v. I p. 36.

ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. **Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos – Estacas Mega**. São Paulo, 1999. 27p.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12131: Estacas - **Prova de Carga Estática**. Rio de Janeiro, 1991, 4p.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: - **Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 1996, 33p.

ASCE. American Society of Civil Engineers. **Design of Pile foundations**. U.S.A., 1993, n.1, 92p.

BILFINGER, W. **Crêterios de Segurança de Funda es em Estacas Cravadas com Considera o de Controles Executivos**. São Paulo, 2002. 259p. Tese (Doutorado) – USP, Universidade de São Paulo.

CAMPOS, G.C. Reforço de funda o. **Téchne**, n. 82, Janeiro de 2004, p. 14-5.

CAMPOS, G.C. IPT responde: Artigo técnico sobre estaca Mega. **Téchne**, n.84, Março de 2004, p. 35-8.

CAMPOS, G. **Previsão do Fator de “Set-Up” para avalia o da Capacidade de Carga de Estacas Cravadas em Ensaios de Carregamento Dinâmico**. São Paulo, 1997. 162p. Disserta o (Mestrado) – USP, Universidade de São Paulo.

CAMPOS, G. **Proposta de uma Metodologia, Baseada em Ensaios de Campo, para a Previsão do Fator de “Set-Up” em Estacas Cravadas em Solos Argilosos de Baixa Consistência**. São Paulo, 2002. 230p. Tese (Doutorado) – USP, Universidade de São Paulo.

CARSON, A. B. **Foundation Construction**. New York, McGraw-Hill Book Company Inc., 1965. Cap.4, p. 116-47: Underpinning.

CHAMECKI, S, Novo conceito de recalque diferencial admissível. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos, 2., Recife, 1958.

Anais: Recife, ABMS, 1958, v.1, p.3-6.

CHELLIS, R. D. **Pile Foundation, Theory – Design – Practice**. 1^a ed. McGraw-Hill Book Company Inc. New York. 1951, cap. 9, p. 248-9.

COSTA, F.V. **Estacas para Funda es**. Departamento de publica es do C.A. Horácio Lane. 1956, p. 46, 136 e 200-1.

COSTA NUNES, A.J. **Curso de Mecânica dos Solos e Fundações**. Porto Alegre, Editora Globo, 1956. Cap. 7, p.298-9: As Fundações Profundas.

DECOURT, L.; QUARESMA, A.R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e engenharia de Fundações – **COBRAMSEF**, 6., Rio de Janeiro, 1978.

Anais. Rio de Janeiro, **ABMS**, 1978, v.1, p. 45-53.

DUMONT-VILLARES, A. The underpinning of the 26-storey “Companhia Paulista de Seguros” building, São Paulo, Brazil. **Géotechnique**, v.6, n.1, March 1956, p.01-14.

FARAGGI, I.; NIYAMA, S.; WOLLE, C. M. Recuperação por baixo. **Téchne**, n. 57, Dezembro de 2001, p.36-9.

FOTI, A. **Confiabilidade de Estacas Tipo Strauss e Sua Viabilidade Técnica em Pequenas e Médias Obras**. São Paulo, 2001. 123p. Dissertação (Mestrado) – USP, Universidade de São Paulo.

FUNDESP. Fundações Especiais. Catálogo técnico, São Paulo, v.5, junho de 2001.

GOLOMBEK, S. Divagações de um engenheiro veterano. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, 2, São Paulo, 19 a 21 de Novembro de 1991. **Anais**. São Paulo, ABEF/ABMS, 1991, p. 1-8.

GOLOMBEK, S.; DE VASCONCELOS, A.C.; MAFFEI C.E.M. Sub-fundação do edifício Itaú – Um exemplo de tratamento preventivo para minimizar os efeitos de escavação de túneis. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 5., São Paulo, 1974. **Anais**. São Paulo, **ABMS**, 1974, v.1, p. 284-97.

GOTLIEB, M. **Fundações**. São Paulo, Departamento de publicações do C.A. Horácio Lane, 1984. Cap. Fundações por estacas, p. 48-79.

HACHICH, W.; FALCONI, F.; Décourt, L; et al. **Fundações, Teoria e Prática**. Pini, 2ª ed. ABMS/ABEF. Cap. 12 - Reforço de fundações, 1998, p. 275-276 e 474-5.

HUNT, H. W. **Design & Instalation of Driven Pile Foundations**. 2ª ed. Associated Pile & Fitting Corp. New Jersey, 1980. Cap2, p. 56.

JUNQUEIRA, S. **Aspectos Práticos Sobre a Instalação e Utilização de Estacas Prensadas**. São Paulo, 1994, v1 e v2. 209p. Dissertação (Mestrado) – USP, Universidade de São Paulo.

KRININÉ, D. P. **Mecánica de Suelos**. Biblioteca Ediar de Ingenieria, Ediar Soc. Anón. Editores. Buenos Aires, 1951, p. 247.

LIMA, S.; COSTA FILHO, L. Reforço de fundações de estrutura de prédio industrial. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 4., São Paulo, 17 – 20 de Julho de 2000. **Anais**. São Paulo, 2000, v. 2, p. 391 - 401.

MAGALHÃES, O. Tecnologia escondida. **Téchne**. n. 28, p. 18-25, Maio de 1997.

MILITITSKY, J. Provas de carga estáticas. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, 2, São Paulo, 19 a 21 de Novembro de 1991. **Anais**. São Paulo, ABEF/ABMS, 1991, p. 203-28.

NAVARRO, R. **Considerações sobre a força axial introduzida em estacas verticais por efeito de atrito negativo**. São Paulo, 1984. 174p. Dissertação (Mestrado) – USP, Universidade de São Paulo.

NIYAMA, S. O efeito do embuchamento na distribuição de resistências em estacas cravadas de ponta aberta. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, 2, São Paulo, 19 a 21 de Novembro de 1991. **Anais**. São Paulo, v. 1. ABEF/ABMS, 1991, p. 294-303.

NIYAMA, S. **Contribuição para o Estudo do Embuchamento em Estacas Cravadas de Ponta Aberta**. São Paulo, 1992. 298p. Tese (Doutorado) – USP, Universidade de São Paulo.

NIYAMA, S.; MORAES, J.; CAMPOS, G. Recuperação das fundações de um edifício habitacional em acelerado processo de recalque e tombamento. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 4., São Paulo, 17 – 20 de Julho de 2000. **Anais**. São Paulo, 2000, v. 1, p. 393-402.

OLIVEIRA, A. Reforço de fundações. In: **Simpatcom**, 14., São Paulo, 1993. 16p.

OLIVEIRA, A. Reforço de fundações em estaca Mega metálica com rosca como reforço de pilar cuja carga aumentou em 2.800 KN. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 4., São Paulo, 17 – 20 de Julho de 2000. **Anais**. São Paulo, 2000, v. 2, p. 131-6.

PENNA, A. **Fundações II**. Transparências e apoio às aulas. São Paulo: Escola de Engenharia Mackenzie, 2000. p. 22-3 ; 27-31 e 43-6.

PRENTIS, E.A.; WHITE, L. **Underpinning**. 2ª ed. New York, Columbia University PRESS, 1950.

ROZENBAUM, D. Direto da redação. **Construção Mercado**, n. 2739, Agosto de 2000.

SANTOS, W. M. Tecnologia escondida. **Téchne**. n 28, p. 18-25, Maio de 1997.

SCOTT, C. R. **An introduction to Soil Mechanics and Foundation**. 3ª ed. London, Applied Science Publishers LTD, 1980, p. 345.

SOUZA, A. **Estacas Piloto Instrumentada: Uma Ferramenta Para o Estudo da Capacidade de Carga de Estacas Quando Submetidas a Esforços Axiais de Compressão.** São Paulo, 2001. 296p. Tese (doutorado) – USP, Universidade de São Paulo.

SZECHY, C. **Accidents de Fondations.** Dunod, Paris, p. 66-72, 1966.

Téchne. Concerto a 120 mãos. n. 39, p. 18-25, Março de 1999.

TOMLINSON, M. J. **Foundation Design and Construction.** 5ª ed., Pitman Publishing Limited. Cap. 12 – Shoring and Underpinning, London, p. 786-90, 1989.

TOMLINSON, M.J.; PRYKE, J.F.S. **Proceedings Institution of Civil Engineers.** Part 1, Design and Construction, v. 56. Inglaterra, August, 1974, p. 389-91.

TSCHEBOTARIOFF, P. **Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra.** McGraw-Hill do Brasil, Ltda. Recife, 1978. Cap. 6, p. 208-9

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos.** São Paulo, McGraw-Hill & Editora da Universidade de São Paulo, 1977.

VARGAS, M. **Conferência sobre recalque de estacas, proferida no LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil.** Ediar Soc. Anón. Editores. Lisboa, Portugal, em novembro de 1977b. 102p.

VARGAS, M. **Fundações de Edifícios.** 2ª ed. São Paulo, editora do grêmio Politécnico, 1982. Cap. 6 e 8, p. 217-218; 264-276: Reforço de fundações – Estacas Cravadas a Macaco Sob Pressão.

VARGAS, M. **Análise do comportamento de estacas verticais isoladas.** In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, São Paulo, 11 a 13 de Setembro de 1985. **Anais.** São Paulo, ABEF/ABMS, 1985, v. IV p. 79-115.

VELLOSO, D. A.; CABRAL, D. A. Uma solução para fundações em zonas urbanas. **Solos e Rochas**, v.5, n.3,p. 19-24, dezembro de 1982.

VELLOSO, D. A. Capacidade de Carga por Meio do SPT. In: **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, v. 2. São Paulo, p. 293-312, 1991.

WALLAYS, M. Charge portante des pieux en fonction de leur mode d' execution – pieux executés par Pieux Franki. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, VII., Olinda, Setembro de 1982.
Anais. Olinda, ABMS, 1982, v.VIII, p. 139-205.

WHITE, E.E. **Foundation Engineering**. New York, McGraw-Hill Book Company Inc., 1962. Cap.9, p.826-93: Underpinning.

WINTERKORN, H. F.; FANG. H.; WHITE, E. E. **Foundation Engineering Handbook**. New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1975. Cap.22, p.632-9: Underpinning.

ANEXO A - SONDAGENS

ANEXO A

DADOS DE SONDAGEM

Local da obra: Av. Nazaré - SP1

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
13,55	1	3	ATERRO
	2	3	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MÉDIA A DURA, VERMELHA.
	3	5	
	4	6	
	5	7	
	6	7	
	7	10	
	8	15	
	9	7	
	10	9	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MÉDIA A DURA, VERMELHA VARIEGADA.
	11	11	
	12	14	
	13	16	
	14	17	
	15	20	

Local da obra: Av. Nazaré - SP2

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
12,2	1	3	ATERRO
	2	3	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MUITO MOLE A RIJA, VERMELHA.
	3	3	
	4	3	
	5	3	
	6	3	
	7	4	
	8	4	
	9	9	
	10	10	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MUITO MOLE A RIJA, VERMELHA, VARIEGADA
	11	10	
	12	15	
	13	16	
	14	7	

Local da obra: Rua Dom Luiz Lazagna

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
12,1	1	3	ATERRO
	2	3	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MUITO MOLE A MÉDIA, VERMELHA.
	3	5	
	4	4	
	5	3	
	6	3	
	7	5	
	8	6	
	9	7	
	10	11	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MUITO MOLE A MÉDIA, VERMELHA, VARIEGADA
	11	10	
	12	8	
	13	7	

Local da obra: Rua Comendador Elias Zarzur - SP1

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
13,78	1	3	ATERRO
	2	3	ARGILA PLÁSTICA POUCO ARENOSA, VERMELHA.
	3	3	
	4	3	ARGILA PLÁSTICA SILTOSA, POUCO ARENOSA, VERMELHA.
	5	3	
	6	3	
	7	3	
	8	3	
	9	4	
	10	6	ARGILA PLÁSTICA SILTOSA, POUCO ARENOSA, VARIEGADA, AMARELA.
	11	10	
	12	12	
	13	14	ARGILA PLÁSTICA SILTO ARENOSA, VARIEGADA, CINZA.
	14	6	
	15	6	AREIA FINA ARGILOSA, VARIEGADA
	16	17	

Local da obra: Rua Comendador Elias Zarzur - SP2

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
13,95	1	3	ATERRO
	2	3	ARGILA PLÁSTICA SILTOSA POUCO ARENOSA, VERMELHA.
	3	3	
	4	3	
	5	3	
	6	3	
	7	3	
	8	3	
	9	6	ARGILA SILTO ARENOSA, VARIEGADA, VERMELHA
	10	10	
	11	11	ARGILA SILTO ARENOSA, VARIEGADA, AMARELA
	12	10	
	13	11	ARGILA PLÁSTICA SILTOSA POUCO ARENOSA, VARIEGADA
	14	7	AREIA FINA ARGILOSA, VARIEGADA
	15	7	
	16	8	

Local da obra: Rua Antônio Gandini

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
1,5	1	3	ATERRO
	2	3	
	3	3	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA,
	4	4	
	5	4	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA,
	6	3	
	7	3	AREIA FINA, ARGILOSA, FOFA
	8	9	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA
	9	9	AREIA FINA A MÉDIA, ARGILOSA
	10	15	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA
	11	12	
	12	11	
	13	18	
	14	16	

Local da obra: Rua Prof. Hasegawa - SP1

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
1,4	1	3	ATERRO
	2	3	
	3	3	
	4	4	AREIA POUCO ARGILOSA
	5	6	AREIA SILTOSA, POUCO ARGILOSA, FINA A MÉDIA
	6	8	
	7	12	
	8	14	
	9	20	
	10	16	
	11	20	
	12	26	
	13	24	
	14	28	
	15	28	
	16	29	

Local da obra: Rua Prof. Hasegawa - SP2

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
1,3	1	3	ATERRO
	2	3	
	3	3	AREIA ARGILOSA
	4	6	AREIA FINA E MÉDIA, SILTOSA, POUCO ARGILOSA
	5	8	
	6	12	
	7	14	
	8	8	
	9	15	
	10	17	
	11	13	
	12	13	
	13	16	
	14	15	
	15	18	
	16	17	

Local da obra: Rua Prof. Hasegawa - SP3

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
1,0	1	3	ATERRO
	2	3	
	3	4	AREIA ARGILOSA
	4	4	AREIA FINA E MÉDIA, SILTOSA, POUCO ARGILOSA
	5	8	
	6	13	
	7	16	
	8	22	
	9	14	
	10	11	
	11	14	
	12	20	
	13	14	
	14	12	

Local da obra: Rua Monet

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
6,4	1	3	ATERRO DE SILTE ARGILOSO, VARIEGADO
	2	3	
	3	3	
	4	4	ATERRO DE ARGILA POUCO ARENOSA
	5	3	ARGILA SILTOSA , MARROM
	6	3	
	7	3	SILTE ARGILOSO, MARROM
	8	3	
	9	3	ARGILA ARENOSA, CINZA, VARIEGADA
	10	5	
	11	6	
	12	7	
	13	6	
	14	9	
	15	13	

Local da obra: Rua Oscar Freire - SP1

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
6,67	1	3	ARGILA SILTOSA, POROSA
	2	3	
	3	4	
	4	5	ARGILA ARENO SILTOSA
	5	6	
	6	5	
	7	5	
	8	8	
	9	12	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA
	10	16	
	11	14	
	12	18	
	13	20	
	14	23	

Local da obra: Rua Oscar Freire - SP2

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
6,93	1	6	ATERRO DE AREIA E ENTULHO
	2	7	ARGILA SILTOSA, POROSA
	3	6	
	4	4	ARGILA ARENO SILTOSA
	5	5	
	6	5	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA
	7	5	
	8	7	
	9	5	
	10	7	
	11	12	
	12	16	
	13	14	
	14	22	

Local da obra: AV. Cardoso de Melo

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
11,57	1	3	ATERRO
	2	3	ARGILA SILTO ARENOSA
	3	3	
	4	3	
	5	3	
	6	6	
	7	6	AREIA ARGILOSA
	8	10	ARGILA SILTO ARENOSA
	9	3	
	10	4	AREIA ARGILOSA
	11	5	
	12	5	
	13	17	ARGILA SILTOSA
	14	20	

Local da obra: Rua Marcelina

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
10,5	1	3	ARGILA SILTOSA, MUITO MOLE A MOLE
	2	3	
	3	4	
	4	4	
	5	4	
	6	11	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MOLE A RIJA
	7	6	
	8	16	AREIA ARGILOSA, FINA, VARIEGADA
	9	14	
	10	10	
	11	13	
	12	12	ARGILA SILTOSA, VARIEGADA
	13	15	

Local da obra: Vila Guilherme - SP

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
5,5	1	3	ARGILA ARENOSA, MARROM E VERMELHA , VARIEGADA
	2	3	
	3	3	
	4	3	ARGILA ARENOSA, CINZA E VERMELHA , VARIEGADA
	5	4	
	6	3	
	7	3	ARGILA POUCO ARENOSA
	8	3	
	9	4	ARGILA MARROM E VERM.
	10	15	ARGILA SILTOSA, CINZA E VERDE
	11	37	
	12	41	
	13	46	

Local da obra: Rua Padre Chico

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
2,6	1	5	ATERRO COM ARGILA SILTO ARENOSA, MUITO MOLE A MOLE, COM ENTULHO
	2	3	
	3	3	
	4	3	
	5	3	ARGILA ARENOSA (AREIA FINA), MUITO MOLE A MOLE, POUCO SILTOSA
	6	3	
	7	3	
	8	3	
	9	3	
	10	3	
	11	3	
	12	3	
	13	3	
	14	3	ARGILA ARENOSA (AREIA MÉDIA), POUCO SILTOSA
	15	4	AREIA MÉDIA, MUITO ARGILOSA
	16	6	
	17	8	ARGILA ARENOSA (AREIA MÉDIA), POUCO SILTOSA
	18	10	

Local da obra: Av. Presidente Médici

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
12,75	1	3	ATERRO DE ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA
	2	5	
	3	6	
	4	9	ATERRO DE ARGILA SILTOSA, MOLE A MÉDIA
	5	5	
	6	6	SILTE ARGILO ARENOSO, MICÁCEO, DE MOLE A MÉDIO
	7	6	
	8	10	
	9	7	
	10	10	
	11	6	
	12	8	
	13	5	
	14	6	

Local da obra: Rua Torres Homem

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
5	1	3	ARGILA SILTO ARENOSA, FINA A MÉDIA, VARIEGADA
	2	4	ARGILA SILTOSA, MUITO MOLE, AMARELADA
	3	3	ARGILA SILTO ARENOSA (AREIA FINA E MÉDIA), MOLE, AMARELADA
	4	35	AREIA C/ PEDREGULHOS DE GRANULAÇÃO VARIADA, COMPACTA, VERMELHA
	5	9	ARGILA SILTO ARENOSA (AREIA FINA E MÉDIA), MÉDIA A DURA, CINZA E AMARELADA
	6	7	
	7	14	
	8	15	
	9	17	

Local da obra: R. Jorge João Saad

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
3.5	1	3	ATERRO C/ ENTULHO
	2	3	ARGILA POUCO ARENOSA, MOLE, AMARELA
	3	3	AREIA FINA ARGILOSA, FOFA, CINZA
	4	9	SILTE POUCO ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO, CINZA E AMARELO (SOLO RESIDUAL)
	5	7	
	6	7	
	7	13	
	8	11	
	9	9	
	10	15	
	11	16	
	12	20	
	13	27	
	14	36	

Local da obra: Al. Lorena

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
7	1	6	ARGILA POROSA, SILTO ARENOSA, MOLE, VERMELHA
	2	9	
	3	10	ARGILA SILTO ARENOSA, MÉDIA A RIJA, VERMELHA
	4	8	
	5	9	
	6	9	
	7	9	
	8	6	
	9	8	
	10	11	
	11	11	
	12	10	
	13	12	
	14	11	
	15	15	

Local da obra: Rua Barroso Neto

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
	1	7	SILTE ARENO ARGILOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO, ROXO E CINZA (SOLO RESIDUAL)
	2	7	
	3	14	
	4	16	
	5	17	
	6	18	
	7	20	
	8	24	
	9	27	
	10	28	
	11	39	
	12	28	
	13	27	
	14	29	

Local da obra: Rua Monte Alegre

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
9	1	3	ARGILA SILTOSA, POROSA, MUITO MOLE A MOLE, VERMELHA
	2	4	ARGILA SILTOSA, MOLE A RIJA, VERMELHA E AMARELA
	3	5	
	4	10	
	5	7	
	6	9	
	7	11	
	8	13	
	9	18	
	10	10	
	11	27	
	12	29	
	13	13	ARGILA SILTOSA, RIJA, ROXA E AMARELA
	14	12	
	15	10	AREIA FINA, SILTOSA, MEDIANAMENTE COMPACTA
	16	12	

Local da obra: Rua Francisco Paulo

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
5	1	3	ARGILA POROSA SILTO ARENOSA, MUITO MOLE A MOLE, VERMELHA E CINZA
	2	3	
	3	6	
	4	7	ARGILA SILTO ARENOSA, MÉDIA, VERMELHA E CINZA
	5	7	
	6	8	
	7	9	
	8	7	
	9	11	
	10	3	
	11	5	AREIA ARGILOSA, FINA E MÉDIA, FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA, ROXA, AMARELA E CINZA
	12	11	
	13	10	
	14	13	ARGILA SILTO ARENOSA, RIJA, ROXA, AMARELA E CINZA
	15	9	AREIA DE GRANULAÇÃO VARIADA, ARGILOSA, MEDIANAMENTE COMPACTA, ROXA E CINZA

Local da obra: Perus - SP1

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
4	1	3	ATERRO C/ ENTULHO
	2	3	ATERRO DE ARGILA ARENOSA, MARROM
	3	3	
	4	3	ATERRO DE ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MARROM MÉDIO
	5	5	SILTE ARENOSO MECÁCEO, POUCO COMPACTO A MUITO COMPACTO, ROXO E PRETO, (SOLO RESIDUAL)
	6	3	
	7	3	
	8	27	
	9	50	SILTE ARENOSO MECÁCEO, POUCO COMPACTO A MUITO COMPACTO, MARROM, COM FRAGMENTOS DE ROCHA (SOLO RESIDUAL)
	10	50	
	11	50	

Local da obra: Rua Dr. Augusto de Miranda

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
3	1	3	ARGILA ARENOSA (AREIA FINA), POUCO SILTOSA, AMARELA, CINZA E MARROM
	2	3	
	3	3	
	4	3	
	5	3	
	6	3	
	7	3	
	8	3	
	9	3	
	10	3	
	11	3	
	12	3	
	13	4	AREIA MÉDIA, MUITO ARGILOSA, AMARELA E CINZA
	14	6	
	15	8	ARGILA SILTO ARENOSA, MARROM CLARA, VARIEGADA
	16	10	

Local da obra: Perus - SP2

N.A.	PROF. (m)	Nº DE GOLPES	CLASSIF. DO MATERIAL
5	1	3	ATERRO DE SILTE ARENOSO, ROXO, VARIEGADO
	2	3	ATERRO DE ARGILA SILTOSA, MARROM ESCURO
	3	3	ATERRO DE ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MARROM MÉDIO
	4	3	SILTE ARENOSO, MICÁCEO, FOFO A MUITO COMPACTO, ROXO E AMARELO (SOLO RESIDUAL)
	5	21	
	6	50	
	7	50	
	8	50	SILTE ARENOSO, MICÁCEO, COM FRAGMENTOS DE ROCHA, MUITO COMPACTO, MARROM E CINZA (SOLO RESIDUAL)
	9	50	
	10	50	

**ANEXO B – PLANILHAS DE CÁLCULO DO MÉTODO
DÉCOURT E QUARESMA**

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Av. Nazaré - SP1

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 9,00 m

Carga média de cravação medida: 298,1 KN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00			---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	5	120	10,00	560,00	23,56	27,49	51,05	18,12	6,87	25,00
4,00	6	120	15,00	720,00	47,12	35,34	82,47	36,25	8,84	45,09
5,00	7	120	18,89	800,00	74,18	39,27	113,45	57,06	9,82	66,88
6,00	7	120	21,67	960,00	102,10	47,12	149,23	78,54	11,78	90,32
7,00	10	120	24,00	1280,00	131,95	62,83	194,78	101,50	15,71	117,21
8,00	15	120	25,56	1280,00	160,57	62,83	223,40	123,52	15,71	139,22
9,00	7	120	28,10	1240,00	198,59	60,87	259,46	152,76	15,22	167,98
10,00	9	120	32,08	1080,00	251,98	53,01	305,00	193,83	13,25	207,09
11,00	11	120	32,22	1360,00	278,38	66,76	345,14	214,14	16,69	230,83
12,00	14	120	33,00	1640,00	311,02	80,50	391,52	239,24	20,13	259,37
13,00	16	120	34,24	1880,00	349,62	92,29	441,91	268,94	23,07	292,01
14,00	17	120	36,11	2120,00	397,06	104,07	501,13	305,43	26,02	331,45
15,00	20	120	38,21	1480,00	450,09	72,65	522,74	346,23	18,16	364,39

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Av. Nazaré - SP2

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 9,00 m

Carga média de cravação medida: 244 KN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00			---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54
4,00	3	120	15,00	360,00	47,12	17,67	64,80	36,25	4,42	40,67
5,00	3	120	16,67	360,00	65,45	17,67	83,12	50,35	4,42	54,76
6,00	3	120	17,50	400,00	82,47	19,64	102,10	63,44	4,91	68,34
7,00	4	120	18,00	440,00	98,96	21,60	120,56	76,12	5,40	81,52
8,00	4	120	18,33	680,00	115,19	33,38	148,57	88,61	8,34	96,95
9,00	9	120	19,05	920,00	134,64	45,16	179,80	103,57	11,29	114,86
10,00	10	120	19,58	1160,00	153,81	56,94	210,75	118,31	14,24	132,55
11,00	10	120	21,85	1400,00	188,79	68,72	257,51	145,22	17,18	162,40
12,00	15	120	24,00	1640,00	226,20	80,50	306,70	174,00	20,13	194,12
13,00	16	120	25,76	1520,00	262,99	74,61	337,60	202,30	18,65	220,95
14,00	7	120	28,61	1720,00	314,60	84,43	399,03	242,00	21,11	263,10
15,00	20	120	31,28	1080,00	368,53	53,01	421,55	283,49	13,25	296,74

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Dom Luiz Lazagna

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 9,00 m

Carga média de cravação medida: 284,7 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	5	120	10,00	480,00	23,56	23,56	47,12	18,12	5,89	24,02
4,00	4	120	15,00	480,00	47,12	23,56	70,69	36,25	5,89	42,14
5,00	3	120	18,89	400,00	74,18	19,64	93,81	57,06	4,91	61,97
6,00	3	120	20,00	440,00	94,25	21,60	115,85	72,50	5,40	77,90
7,00	5	120	20,00	560,00	109,96	27,49	137,45	84,58	6,87	91,45
8,00	6	120	20,00	720,00	125,66	35,34	161,01	96,66	8,84	105,50
9,00	7	120	20,95	960,00	148,10	47,12	195,23	113,93	11,78	125,71
10,00	11	120	22,08	1120,00	173,44	54,98	228,42	133,42	13,74	147,16
11,00	10	120	23,33	1160,00	201,59	56,94	258,53	155,07	14,24	169,30
12,00	8	120	25,67	1000,00	241,90	49,09	290,99	186,08	12,27	198,35
13,00	7	120	27,27	600,00	278,46	29,45	307,91	214,20	7,36	221,56

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Comendador Elias Zarzur - SP1

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 9,00 m

Carga média de cravação medida: 265 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00			---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54
4,00	3	120	15,00	360,00	47,12	17,67	64,80	36,25	4,42	40,67
5,00	3	120	16,67	360,00	65,45	17,67	83,12	50,35	4,42	54,76
6,00	3	120	17,50	400,00	82,47	19,64	102,10	63,44	4,91	68,34
7,00	4	120	18,00	520,00	98,96	25,53	124,49	76,12	6,38	82,50
8,00	6	120	18,33	800,00	115,19	39,27	154,46	88,61	9,82	98,43
9,00	10	120	19,05	1120,00	134,64	54,98	189,62	103,57	13,74	117,31
10,00	12	120	20,42	1440,00	160,35	70,69	231,04	123,35	17,67	141,02
11,00	14	120	22,96	1280,00	198,39	62,83	261,22	152,60	15,71	168,31
12,00	6	120	25,67	1040,00	241,90	51,05	292,95	186,08	12,76	198,84
13,00	6	120	28,48	1160,00	290,84	56,94	347,78	223,72	14,24	237,96
14,00	17	400	28,61	3866,67	314,60	189,81	504,40	242,00	47,45	289,45
15,00	6	120	28,72	1600,00	338,33	78,54	416,87	260,25	19,64	279,89
16,00	17	400	31,43	3066,67	394,94	150,54	545,48	303,80	37,63	341,44

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Comendador Elias Zarzur - SP2

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 9,00 m

Carga média de cravação medida: 272,5 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54
4,00	3	120	15,00	360,00	47,12	17,67	64,80	36,25	4,42	40,67
5,00	3	120	16,67	360,00	65,45	17,67	83,12	50,35	4,42	54,76
6,00	3	120	17,50	480,00	82,47	23,56	106,03	63,44	5,89	69,33
7,00	6	120	18,00	760,00	98,96	37,31	136,27	76,12	9,33	85,45
8,00	10	120	18,33	1080,00	115,19	53,01	168,21	88,61	13,25	101,86
9,00	11	120	20,00	1240,00	141,37	60,87	202,24	108,75	15,22	123,96
10,00	10	120	22,92	1280,00	179,99	62,83	242,82	138,45	15,71	154,16
11,00	11	120	25,56	1120,00	220,78	54,98	275,76	169,83	13,74	183,58
12,00	7	400	27,33	3333,33	257,61	163,63	421,24	198,16	40,91	239,07
13,00	7	400	29,09	2933,33	297,02	143,99	441,02	228,48	36,00	264,48
14,00	8	400	29,44	2933,33	323,76	143,99	467,75	249,05	36,00	285,04
15,00	7	400	29,74	3066,67	350,41	150,54	500,95	269,55	37,63	307,18
16,00	8	400	30,24	2000,00	379,98	98,18	478,16	292,30	24,54	316,84

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Antônio Gandini

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 10 m

Carga média de cravação medida: 240 KN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	400,00	23,56	19,64	43,20	18,12	4,91	23,03
4,00	4	120	15,00	440,00	47,12	21,60	68,72	36,25	5,40	41,65
5,00	4	120	16,67	440,00	65,45	21,60	87,05	50,35	5,40	55,75
6,00	3	120	18,33	400,00	86,39	19,64	106,03	66,46	4,91	71,37
7,00	3	400	19,33	2000,00	106,29	98,18	204,47	81,76	24,54	106,31
8,00	9	120	19,44	840,00	122,17	41,23	163,41	93,98	10,31	104,29
9,00	9	120	19,52	1320,00	138,01	64,80	202,80	106,16	16,20	122,36
10,00	15	400	22,08	4800,00	173,44	235,62	409,06	133,42	58,91	192,32
11,00	12	120	24,07	1520,00	207,99	74,61	282,60	159,99	18,65	178,64
12,00	11	120	27,67	1640,00	260,75	80,50	341,26	200,58	20,13	220,71
13,00	18	120	29,70	1800,00	303,21	88,36	391,57	233,24	22,09	255,33
14,00	16	120	31,11	1360,00	342,09	66,76	408,84	263,14	16,69	279,83

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Prof. Hasegawa - SP1

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 6 m

Carga média de cravação medida: 260 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00			---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3		---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3		10,00	0,00	23,56	0,00	23,56	18,12	0,00	18,12
4,00	4	400	15,00	1733,33	47,12	85,09	132,21	36,25	21,27	57,52
5,00	6	400	16,67	2400,00	65,45	117,81	183,26	50,35	29,45	79,80
6,00	8	400	18,33	3466,67	86,39	170,17	256,57	66,46	42,54	109,00
7,00	12	400	20,67	4533,33	113,62	222,53	336,15	87,40	55,63	143,03
8,00	14	400	23,33	6133,33	146,61	301,07	447,68	112,78	75,27	188,04
9,00	20	400	27,14	6666,67	191,86	327,25	519,11	147,59	81,81	229,40
10,00	16	400	30,83	7466,67	242,17	366,52	608,69	186,28	91,63	277,91
11,00	20	400	35,93	8266,67	310,38	405,79	716,17	238,75	101,45	340,20
12,00	26	400	38,67	9333,33	364,43	458,15	822,58	280,33	114,54	394,87
13,00	24	400	42,12	10400,00	430,07	510,51	940,58	330,82	127,63	458,45
14,00	28	400	46,67	10666,67	513,13	523,60	1036,73	394,71	130,90	525,61
15,00	28	400	50,00	11333,33	589,05	556,33	1145,38	453,12	139,08	592,20
16,00	29	400	53,81	7600,00	676,19	373,07	1049,26	520,15	93,27	613,41

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Prof. Hasegawa - SP2

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 5 m

Carga média de cravação medida: 240 kN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (kN)		Qu final (kN)	Qadm parc. (kN)		Qadm final (kN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00			---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3		---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3		10,00	0,00	23,56	0,00	23,56	18,12	0,00	18,12
4,00	6	400	15,00	2266,67	47,12	111,27	158,39	36,25	27,82	64,07
5,00	8	400	16,67	3466,67	65,45	170,17	235,62	50,35	42,54	92,89
6,00	12	400	20,00	4533,33	94,25	222,53	316,78	72,50	55,63	128,13
7,00	14	400	23,33	4533,33	128,28	222,53	350,81	98,68	55,63	154,31
8,00	8	400	27,78	4933,33	174,53	242,17	416,70	134,26	60,54	194,80
9,00	15	400	31,90	5333,33	225,52	261,80	487,32	173,48	65,45	238,93
10,00	17	400	32,50	6000,00	255,26	294,53	549,78	196,35	73,63	269,98
11,00	13	400	35,56	5733,33	307,18	281,44	588,62	236,29	70,36	306,65
12,00	13	400	38,67	5600,00	364,43	274,89	639,32	280,33	68,72	349,05
13,00	16	400	40,00	5866,67	408,41	287,98	696,39	314,16	72,00	386,16
14,00	15	400	41,11	6533,33	452,04	320,71	772,75	347,72	80,18	427,90
15,00	18	400	42,82	6666,67	504,47	327,25	831,72	388,05	81,81	469,87
16,00	17	400	44,05	4666,67	553,52	229,08	782,60	425,78	57,27	483,05

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Prof. Hasegawa - SP3

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 ml

Comprimento médio: 6 m

Carga média de cravação medida: 280 KN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00			---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3		---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	4		10,00	0,00	23,56	0,00	23,56	18,12	0,00	18,12
4,00	4	400	15,00	2133,33	47,12	104,72	151,84	36,25	26,18	62,43
5,00	8	400	17,78	3333,33	69,81	163,63	233,44	53,70	40,91	94,61
6,00	13	400	19,17	4933,33	90,32	242,17	332,49	69,48	60,54	130,02
7,00	16	400	22,67	6800,00	124,62	333,80	458,41	95,86	83,45	179,31
8,00	22	400	27,78	6933,33	174,53	340,34	514,88	134,26	85,09	219,34
9,00	14	400	32,86	6266,67	232,25	307,62	539,87	178,66	76,90	255,56
10,00	11	400	39,17	5200,00	307,62	255,26	562,87	236,63	63,81	300,44
11,00	14	400	41,11	6000,00	355,18	294,53	649,70	273,21	73,63	346,84
12,00	20	400	41,67	6400,00	392,70	314,16	706,86	302,08	78,54	380,62
13,00	14	400	43,03	6133,33	439,35	301,07	740,42	337,96	75,27	413,23
14,00	12	400	45,83	3466,67	503,97	170,17	674,14	387,67	42,54	430,21

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Monet

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 10 m

Carga média de cravação medida: 275 KN

Legenda	Argilas	Siltos argilosos	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00	1,00
K	120	200	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		200	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	4	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	400,00	23,56	19,64	43,20	18,12	4,91	23,03
4,00	3	120	16,67	360,00	52,36	17,67	70,03	40,28	4,42	44,69
5,00	3	200	17,78	600,00	69,81	29,45	99,27	53,70	7,36	61,07
6,00	3	200	18,33	600,00	86,39	29,45	115,85	66,46	7,36	73,82
7,00	3	120	18,67	440,00	102,63	21,60	124,22	78,94	5,40	84,34
8,00	5	120	18,89	560,00	118,68	27,49	146,17	91,29	6,87	98,17
9,00	6	120	19,05	720,00	134,64	35,34	169,98	103,57	8,84	112,41
10,00	7	120	20,00	760,00	157,08	37,31	194,39	120,83	9,33	130,16
11,00	6	120	21,11	880,00	182,39	43,20	225,58	140,30	10,80	151,10
12,00	9	120	22,33	1120,00	210,49	54,98	265,47	161,91	13,74	175,66
13,00	13	120	23,03	880,00	235,14	43,20	278,34	180,88	10,80	191,68

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Oscar Freire - SP1

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 7 m

Carga média de cravação medida: 200 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	4	120	10,00	480,00	23,56	23,56	47,12	18,12	5,89	24,02
4,00	5	120	15,00	600,00	47,12	29,45	76,58	36,25	7,36	43,61
5,00	6	120	17,78	640,00	69,81	31,42	101,23	53,70	7,85	61,56
6,00	5	120	20,00	640,00	94,25	31,42	125,66	72,50	7,85	80,35
7,00	5	120	22,00	720,00	120,95	35,34	156,29	93,04	8,84	101,88
8,00	8	120	22,78	1000,00	143,12	49,09	192,21	110,09	12,27	122,36
9,00	12	120	23,33	1440,00	164,93	70,69	235,62	126,87	17,67	144,54
10,00	16	120	25,00	1680,00	196,35	82,47	278,82	151,04	20,62	171,66
11,00	14	120	27,78	1920,00	239,98	94,25	334,23	184,60	23,56	208,16
12,00	18	120	31,33	2080,00	295,31	102,10	397,41	227,16	25,53	252,69
13,00	20	120	33,64	2440,00	343,43	119,77	463,21	264,18	29,94	294,12
14,00	23	120	36,67	1720,00	403,17	84,43	487,60	310,13	21,11	331,24

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Oscar Freire - SP2

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 7 m

Carga média de cravação medida: 250 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	7	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	6	120	10,00	680,00	23,56	33,38	56,94	18,12	8,34	26,47
4,00	4	120	21,67	600,00	68,07	29,45	97,52	52,36	7,36	59,72
5,00	5	120	24,44	560,00	95,99	27,49	123,48	73,84	6,87	80,71
6,00	5	120	24,17	600,00	113,88	29,45	143,34	87,60	7,36	94,97
7,00	5	120	24,67	680,00	135,61	33,38	168,99	104,32	8,34	112,66
8,00	7	120	25,00	680,00	157,08	33,38	190,46	120,83	8,34	129,18
9,00	5	120	25,24	760,00	178,40	37,31	215,70	137,23	9,33	146,56
10,00	7	120	26,25	960,00	206,17	47,12	253,29	158,59	11,78	170,37
11,00	12	120	26,30	1400,00	227,18	68,72	295,91	174,76	17,18	191,94
12,00	16	120	27,00	1680,00	254,47	82,47	336,94	195,75	20,62	216,36
13,00	14	120	29,09	2080,00	297,02	102,10	399,13	228,48	25,53	254,01
14,00	22	120	31,94	1440,00	351,25	70,69	421,93	270,19	17,67	287,86

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: AV. Cardoso de Melo

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 5 m

Carga média de cravação medida: 220 KN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00			---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54
4,00	3	120	15,00	480,00	47,12	23,56	70,69	36,25	5,89	42,14
5,00	6	120	16,67	600,00	65,45	29,45	94,90	50,35	7,36	57,71
6,00	6	400	17,50	2933,33	82,47	143,99	226,46	63,44	36,00	99,43
7,00	10	120	20,00	760,00	109,96	37,31	147,26	84,58	9,33	93,91
8,00	3	120	21,67	680,00	136,14	33,38	169,52	104,72	8,34	113,06
9,00	4	400	24,76	1600,00	175,03	78,54	253,57	134,64	19,64	154,28
10,00	5	400	24,17	1866,67	189,81	91,63	281,44	146,00	22,91	168,91
11,00	5	400	24,07	3600,00	207,99	176,72	384,70	159,99	44,18	204,17
12,00	17	120	24,33	1680,00	229,34	82,47	311,80	176,41	20,62	197,03
13,00	20	120	24,55	2280,00	250,61	111,92	362,53	192,78	27,98	220,76
14,00	20	120	28,06	1600,00	308,49	78,54	387,03	237,30	19,64	256,93

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Marcelina

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 8 m

Carga média de cravação medida: 369 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	4	120	10,00	440,00	23,56	21,60	45,16	18,12	5,40	23,52
4,00	4	120	15,00	480,00	47,12	23,56	70,69	36,25	5,89	42,14
5,00	4	120	17,78	760,00	69,81	37,31	107,12	53,70	9,33	63,03
6,00	11	120	19,17	840,00	90,32	41,23	131,55	69,48	10,31	79,79
7,00	6	120	20,00	1320,00	109,96	64,80	174,75	84,58	16,20	100,78
8,00	16	400	24,44	4800,00	153,59	235,62	389,21	118,15	58,91	177,05
9,00	14	400	25,24	5333,33	178,40	261,80	440,20	137,23	65,45	202,68
10,00	10	400	30,00	4933,33	235,62	242,17	477,79	181,25	60,54	241,79
11,00	13	400	32,96	4666,67	284,78	229,08	513,86	219,06	57,27	276,33
12,00	12	120	34,00	1600,00	320,44	78,54	398,98	246,49	19,64	266,13
13,00	15	120	35,76	1080,00	365,09	53,01	418,11	280,84	13,25	294,09

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Vila Guilherme - SP

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 10 m

Carga média de cravação medida: 303,7 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54
4,00	3	120	15,00	400,00	47,12	19,64	66,76	36,25	4,91	41,16
5,00	4	120	16,67	400,00	65,45	19,64	85,09	50,35	4,91	55,25
6,00	3	120	17,50	400,00	82,47	19,64	102,10	63,44	4,91	68,34
7,00	3	120	18,67	360,00	102,63	17,67	120,30	78,94	4,42	83,36
8,00	3	120	18,89	400,00	118,68	19,64	138,32	91,29	4,91	96,20
9,00	4	120	19,05	880,00	134,64	43,20	177,84	103,57	10,80	114,37
10,00	15	120	19,17	2240,00	150,54	109,96	260,49	115,80	27,49	143,29
11,00	37	120	19,63	3720,00	169,59	182,61	352,20	130,45	45,65	176,10
12,00	41	120	23,67	4960,00	223,05	243,48	466,53	171,58	60,87	232,45
13,00	46	120	33,64	3480,00	343,43	170,83	514,26	264,18	42,71	306,89

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Padre Chico

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 12 m

Carga média de cravação medida: 180 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54
4,00	3	120	15,00	360,00	47,12	17,67	64,80	36,25	4,42	40,67
5,00	3	120	16,67	360,00	65,45	17,67	83,12	50,35	4,42	54,76
6,00	3	120	17,50	360,00	82,47	17,67	100,14	63,44	4,42	67,85
7,00	3	120	18,00	360,00	98,96	17,67	116,63	76,12	4,42	80,54
8,00	3	120	18,33	360,00	115,19	17,67	132,86	88,61	4,42	93,03
9,00	3	120	18,57	360,00	131,27	17,67	148,95	100,98	4,42	105,40
10,00	3	120	18,75	360,00	147,26	17,67	164,93	113,28	4,42	117,70
11,00	3	120	18,89	360,00	163,19	17,67	180,86	125,53	4,42	129,95
12,00	3	120	19,00	360,00	179,07	17,67	196,74	137,75	4,42	142,16
13,00	3	120	19,09	360,00	194,92	17,67	212,59	149,94	4,42	154,36
14,00	3	120	19,17	400,00	210,75	19,64	230,38	162,11	4,91	167,02
15,00	4	400	19,23	1733,33	226,56	85,09	311,64	174,28	21,27	195,55
16,00	6	400	19,29	1333,33	242,35	65,45	307,80	186,42	16,36	202,79

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Av. Presidente Médici

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 7 m

Carga média de cravação medida: 196 KN

Legenda	Argilas	Siltos argilosos	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00	1,00
K	120	200	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	qs,r * Slat	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
						qp,r * Sp	qs,r		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	6	120	10,00	600,00	23,56	29,45	53,01	18,12	7,36	25,49	
4,00	9	120	10,00	800,00	31,42	39,27	70,69	24,17	9,82	33,98	
5,00	5	120	16,67	800,00	65,45	39,27	104,72	50,35	9,82	60,16	
6,00	6	200	22,50	1133,33	106,03	55,63	161,66	81,56	13,91	95,47	
7,00	6	200	23,33	1466,67	128,28	72,00	200,28	98,68	18,00	116,68	
8,00	10	200	24,44	1533,33	153,59	75,27	228,86	118,15	18,82	136,96	
9,00	7	200	25,24	1800,00	178,40	88,36	266,76	137,23	22,09	159,32	
10,00	10	200	27,50	1533,33	215,99	75,27	291,25	166,14	18,82	184,96	
11,00	6	200	28,15	1600,00	243,18	78,54	321,72	187,06	19,64	206,70	
12,00	8	200	29,67	1266,67	279,60	62,18	341,78	215,08	15,54	230,62	
13,00	5	200	29,70	1266,67	303,21	62,18	365,39	233,24	15,54	248,78	
14,00	6	200	30,28	733,33	332,92	36,00	368,92	256,09	9,00	265,09	

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Torres Homem

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 4 m

Carga média de cravação medida: 350 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)			Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp	qs,r		qp/4		
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---	
2,00	4	120	---	---	---	---	---	---	---	---	
3,00	3	120	10,00	1680,00	23,56	82,47	106,03	18,12	20,62	38,74	
4,00	35	400	16,67	6266,67	52,36	307,62	359,98	40,28	76,90	117,18	
5,00	9	120	17,78	2040,00	69,81	100,14	169,95	53,70	25,03	78,74	
6,00	7	120	45,00	1200,00	212,06	58,91	270,96	163,12	14,73	177,85	
7,00	14	120	44,00	1440,00	241,90	70,69	312,59	186,08	17,67	203,75	
8,00	15	120	42,22	1840,00	265,29	90,32	355,61	204,07	22,58	226,65	
9,00	17	120	44,29	1960,00	313,04	96,21	409,25	240,80	24,05	264,85	
10,00	17	120	46,25	1360,00	363,25	66,76	430,01	279,42	16,69	296,11	

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: R. Jorge João Saad

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 5 m

Carga média de cravação medida: 225 KN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)			Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp	qs,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		400	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	400	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	9	250	10,00	1583,33	23,56	77,72	101,28	18,12	19,43	37,56	37,56
4,00	7	250	15,00	1916,67	47,12	94,09	141,21	36,25	23,52	59,77	59,77
5,00	7	250	23,33	2250,00	91,63	110,45	202,08	70,48	27,61	98,10	98,10
6,00	13	250	25,83	2583,33	121,74	126,81	248,55	93,64	31,70	125,35	125,35
7,00	11	250	27,33	2750,00	150,27	134,99	285,26	115,59	33,75	149,34	149,34
8,00	9	250	31,67	2916,67	198,97	143,17	342,14	153,05	35,79	188,85	188,85
9,00	15	250	33,81	2000,00	238,99	98,18	337,16	183,84	24,54	208,38	208,38

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Al. Lorena

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 7 m

Carga média de cravação medida: 288 KN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	9	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	9	120	10,00	1080,00	23,56	53,01	76,58	18,12	13,25	31,38
4,00	9	120	25,00	960,00	78,54	47,12	125,66	60,42	11,78	72,20
5,00	6	120	30,00	920,00	117,81	45,16	162,97	90,62	11,29	101,91
6,00	8	120	32,50	1000,00	153,15	49,09	202,24	117,81	12,27	130,08
7,00	11	120	32,00	1200,00	175,93	58,91	234,84	135,33	14,73	150,06
8,00	11	120	32,78	1280,00	205,95	62,83	268,78	158,42	15,71	174,13
9,00	10	120	34,76	1320,00	245,72	64,80	310,51	189,01	16,20	205,21
10,00	12	120	36,25	1320,00	284,71	64,80	349,50	219,01	16,20	235,20
11,00	11	120	37,04	1520,00	319,98	74,61	394,59	246,14	18,65	264,79
12,00	15	120	38,33	1040,00	361,28	51,05	412,34	277,91	12,76	290,67

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Barroso Neto

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 5 m

Carga média de cravação medida: 303 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		250	---	---	---	---		---	---	---
2,00	7	250	---	---	---	---		---	---	---
3,00	14	250	10,00	3083,33	23,56	151,35	174,92	18,12	37,84	55,96
4,00	16	250	21,67	3916,67	68,07	192,26	260,33	52,36	48,07	100,43
5,00	17	250	33,33	4250,00	130,90	208,62	339,52	100,69	52,16	152,85
6,00	18	250	40,83	4583,33	192,42	224,99	417,41	148,02	56,25	204,26
7,00	20	250	46,00	5166,67	252,90	253,62	506,52	194,54	63,41	257,94
8,00	24	250	50,00	5916,67	314,16	290,44	604,60	241,66	72,61	314,27
9,00	27	250	53,81	6583,33	380,36	323,16	703,52	292,58	80,79	373,37
10,00	28	250	58,33	7833,33	458,15	384,52	842,67	352,42	96,13	448,55
11,00	39	250	62,96	7916,67	543,96	388,61	932,57	418,43	97,15	515,59
12,00	28	250	67,00	7833,33	631,46	384,52	1015,98	485,74	96,13	581,87
13,00	27	250	73,64	4583,33	751,84	224,99	976,83	578,34	56,25	634,59

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Monte Alegre

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 7 m

Carga média de cravação medida: 343 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	10	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	7	120	10,00	1040,00	23,56	51,05	74,61	18,12	12,76	30,89
4,00	9	120	26,67	1080,00	83,78	53,01	136,79	64,44	13,25	77,70
5,00	11	120	28,89	1320,00	113,45	64,80	178,24	87,27	16,20	103,47
6,00	13	120	31,67	1680,00	149,23	82,47	231,69	114,79	20,62	135,41
7,00	18	120	34,67	1640,00	190,59	80,50	271,09	146,61	20,13	166,73
8,00	10	120	37,78	2200,00	237,37	107,99	345,36	182,59	27,00	209,59
9,00	27	400	42,38	8800,00	299,57	431,97	731,55	230,44	107,99	338,43
10,00	29	400	42,50	9200,00	333,80	451,61	785,40	256,77	112,90	369,67
11,00	13	120	48,89	2160,00	422,37	106,03	528,40	324,90	26,51	351,41
12,00	12	120	54,67	1400,00	515,22	68,72	583,95	396,32	17,18	413,51
13,00	10	400	54,55	4533,33	556,92	222,53	779,45	428,40	55,63	484,03
14,00	12	400	54,17	2933,33	595,60	143,99	739,59	458,15	36,00	494,15

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Francisco Paulo

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 7 m

Carga média de cravação medida: 240 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	6	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	7	120	10,00	800,00	23,56	39,27	62,83	18,12	9,82	27,94
4,00	7	120	20,00	880,00	62,83	43,20	106,03	48,33	10,80	59,13
5,00	8	120	24,44	960,00	95,99	47,12	143,12	73,84	11,78	85,62
6,00	9	120	26,67	960,00	125,66	47,12	172,79	96,66	11,78	108,45
7,00	7	120	28,67	1080,00	157,60	53,01	210,62	121,23	13,25	134,49
8,00	11	120	30,56	840,00	191,99	41,23	233,22	147,68	10,31	157,99
9,00	3	400	30,95	2533,33	218,79	124,36	343,15	168,30	31,09	199,39
10,00	5	400	32,92	2533,33	258,53	124,36	382,88	198,87	31,09	229,96
11,00	11	400	31,48	3466,67	271,98	170,17	442,15	209,22	42,54	251,76
12,00	10	400	31,00	4533,33	292,17	222,53	514,70	224,75	55,63	280,38
13,00	13	120	32,42	1280,00	331,06	62,83	393,89	254,66	15,71	270,37
14,00	9	400	33,33	2933,33	366,52	143,99	510,51	281,94	36,00	317,94

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Rua Dr. Augusto de Miranda

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 7 m

Carga média de cravação medida: 147,3 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54
4,00	3	120	15,00	360,00	47,12	17,67	64,80	36,25	4,42	40,67
5,00	3	120	16,67	360,00	65,45	17,67	83,12	50,35	4,42	54,76
6,00	3	120	17,50	360,00	82,47	17,67	100,14	63,44	4,42	67,85
7,00	3	120	18,00	360,00	98,96	17,67	116,63	76,12	4,42	80,54
8,00	3	120	18,33	360,00	115,19	17,67	132,86	88,61	4,42	93,03
9,00	3	120	18,57	360,00	131,27	17,67	148,95	100,98	4,42	105,40
10,00	3	120	18,75	360,00	147,26	17,67	164,93	113,28	4,42	117,70
11,00	3	120	18,89	360,00	163,19	17,67	180,86	125,53	4,42	129,95
12,00	3	120	19,00	400,00	179,07	19,64	198,71	137,75	4,91	142,66
13,00	4	400	19,09	1733,33	194,92	85,09	280,01	149,94	21,27	171,21
14,00	6	400	19,17	2400,00	210,75	117,81	328,56	162,11	29,45	191,57
15,00	8	120	19,49	960,00	229,58	47,12	276,70	176,60	11,78	188,38
16,00	10	120	20,24	720,00	254,32	35,34	289,66	195,63	8,84	204,47

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Perus - SP1

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 9 m

Carga média de cravação medida: 310 KN

Legenda	Argilas	Siltos arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)		Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54
4,00	3	120	15,00	440,00	47,12	21,60	68,72	36,25	5,40	41,65
5,00	5	120	16,67	440,00	65,45	21,60	87,05	50,35	5,40	55,75
6,00	3	120	17,50	440,00	82,47	21,60	104,07	63,44	5,40	68,84
7,00	3	120	19,33	1320,00	106,29	64,80	171,09	81,76	16,20	97,96
8,00	27	120	19,44	3200,00	122,17	157,08	279,25	93,98	39,27	133,25
9,00	50	250	19,52	10583,33	138,01	519,51	657,52	106,16	129,88	236,04
10,00	50	250	29,58	12500,00	232,35	613,60	845,95	178,73	153,40	332,13
11,00	50	250	45,93	8333,33	396,77	409,07	805,84	305,21	102,27	407,48

(*) Por consequência da dificuldade em se estabelecer em obra, com precisão, o comprimento real da estaca, observando sua média entre 8,5 e 9,0 m de profundidade, e observando a grande diferença de valores estimados por "D&Q", visualmente por se tratar de uma região de alteração do tipo de solo, optou-se neste caso, pela realização uma média entre os valores obtidos por "D&Q" entre 8 e 9 m para a estimativa final.

MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA

Local da obra: Perus - SP2

Tipo de estaca: Concreto

Diâmetro: 0,25 m

Área transversal: 0,049 m²

Perímetro: 0,785 m

Comprimento médio: 5 m

Carga média de cravação medida: 320 KN

Legenda	Argilas	Siltes arenosos	Areias
α	1,00	1,00	1,00
β	1,00	1,00	1,00
K	120	250	400

PROF. (m)	SPT	K	qs,r	qp,r	Qu parc. (KN)			Qu final (KN)	Qadm parc. (KN)		Qadm final (KN)
					qs,r * Slat	qp,r	qp,r * Sp		Qs/1,3	Qp/4	
1,00		120	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2,00	3	120	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3,00	3	120	10,00	360,00	23,56	17,67	41,23	18,12	4,42	22,54	
4,00	3	250	15,00	2250,00	47,12	110,45	157,57	36,25	27,61	63,86	
5,00	21	250	16,67	6166,67	65,45	302,71	368,16	50,35	75,68	126,02	
6,00	50	250	17,50	10083,33	82,47	494,97	577,44	63,44	123,74	187,18	
7,00	50	250	30,00	12500,00	164,93	613,60	778,53	126,87	153,40	280,27	
8,00	50	250	54,44	12500,00	342,09	613,60	955,68	263,14	153,40	416,54	
9,00	50	250	71,90	12500,00	508,27	613,60	1121,86	390,97	153,40	544,37	
10,00	50	250	85,00	8333,33	667,59	409,07	1076,66	513,53	102,27	615,80	

**ANEXO C – PLANILHAS DE CÁLCULO PARA A
DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES “ α ” e “ β ”**

AFERIÇÃO DA METODOLOGIA "D&Q" PARA ESTACAS MEGA DE CONCRETO COM PONTAS EMBUTIDAS EM ARGILA

Nº	CARGA REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q / CARGA REAL	Qu parc.		SUGESTÃO DE AJUSTE DO COEFICIENTE "α" PARA ESTACAS COM PONTAS EM ARGILAS, ADMITINDO A ADEQUAÇÃO DE "β" (AO LADO)																				
				q _s * Slat	q _{p,r} * Sp	Adequação de "β"																				
						1,00	1,00	1,00	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00									
1	272,50	202,24	0,74	141,37	60,87	141,37	202,24	0,74	214,41	0,79	220,50	0,81	226,59	0,83	232,68	0,85	238,76	0,88	244,85	0,90	250,94	0,92	257,02	0,94	263,11	0,97
2	275,00	194,39	0,71	157,08	37,31	157,08	194,39	0,71	201,85	0,73	205,58	0,75	209,31	0,76	213,04	0,77	216,77	0,79	220,50	0,80	224,23	0,82	227,96	0,83	231,69	0,84
3	250,00	169,00	0,68	135,61	33,38	135,61	168,99	0,68	175,67	0,70	179,01	0,72	182,34	0,73	185,68	0,74	189,02	0,76	192,36	0,77	195,70	0,78	199,03	0,80	202,37	0,81
4	284,70	195,20	0,69	148,10	47,12	148,10	189,62	0,69	204,65	0,72	209,37	0,74	214,08	0,75	218,79	0,77	223,50	0,79	228,22	0,80	232,93	0,82	237,64	0,83	242,35	0,85
5	265,00	189,62	0,72	134,64	54,98	134,64	179,80	0,72	200,61	0,76	206,11	0,78	211,61	0,80	217,11	0,82	222,61	0,84	228,10	0,86	233,60	0,88	239,10	0,90	244,60	0,92
6	244,00	179,80	0,74	134,64	45,16	134,64	156,29	0,78	188,83	0,77	193,35	0,79	197,87	0,81	202,38	0,83	206,90	0,85	211,41	0,87	215,93	0,88	220,45	0,90	224,96	0,92
7	200,00	156,30	0,78	120,95	35,34	120,95	271,09	0,79	287,20	0,84	295,25	0,86	303,30	0,88	311,35	0,91	319,40	0,93	327,45	0,95	335,50	0,98	343,55	1,00	351,60	1,03
8	343,00	271,00	0,79	190,59	80,50	190,59	116,60	0,79	147,30	0,82	151,63	0,84	155,96	0,86	160,29	0,88	164,62	0,90	168,95	0,92	173,28	0,94	177,61	0,96	181,94	0,98
9	147,30	116,60	0,79	98,96	17,67	98,96	234,84	0,82	246,62	0,86	252,51	0,88	258,40	0,90	264,29	0,92	270,18	0,94	276,07	0,96	281,96	0,98	287,85	1,00	293,74	1,02
10	288,00	235,00	0,82	175,93	58,91	175,93	260,49	0,86	282,48	0,93	293,48	0,97	304,47	1,00	315,47	1,04	326,47	1,07	337,46	1,11	348,46	1,15	359,45	1,18	370,45	1,22
11	303,70	260,50	0,86	150,54	109,96	150,54	259,46	0,87	271,64	0,91	277,72	0,93	283,81	0,95	289,90	0,97	295,98	0,99	302,07	1,01	308,16	1,03	314,25	1,05	320,33	1,07
12	298,10	259,50	0,87	198,59	60,87	198,59	210,62	0,88	221,22	0,92	226,52	0,94	231,82	0,97	237,13	0,99	242,43	1,01	247,73	1,03	253,03	1,05	258,33	1,08	263,63	1,10
13	240,00	210,60	0,88	157,60	53,01	157,60	179,95	-	181,4	-	182,9	-	184,4	-	185,9	-	187,4	-	188,9	-	190,4	-	191,9	-	193,4	-
14	180,00	196,70	-	179,07	17,67	179,07	0,825	-	0,819	-	0,814	-	0,810	-	0,805	-	0,801	-	0,796	-	0,791	-	0,786	-	0,781	-
(r2):	-	-	-	-	-	-	-	-	0,773	-	0,813	-	0,832	-	0,852	-	0,872	-	0,892	-	0,911	-	0,931	-	0,951	-
MD:	-	-	0,773	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

* O trecho hachurado corresponde a melhor configuração, respeitando a premissa de se obter valores de (**) menores que 1,05.

** Relação entre a Carga Estimada por "D&Q" / a Carga Real medida em campo, alterando-se os coeficientes "α" e "β".

*** Unidades no Sistema Internacional.

**** (r2) = Coef. de Determinação.

***** MD = Média.

LEGENDA

REGIÃO DA OBRA	
1	R. Com. Elias Zárzur - Santo Amaro (SP-2)
2	R. Monet - Cotia
3	R. Oscar Freire - Pinheiros (SP-2)
4	R. Dom Luiz Lazanha - Z. Leste
5	R. Com. Elias Zárzur - Santo Amaro (SP-1)
6	Av. Nazaré - Ipiranga (SP-2)
7	R. Oscar Freire - Pinheiros (SP-1)
8	R. Monte alegre - Peritires
9	R. Augusto de Miranda - Barra Funda
10	Al. Lorena - Jardim Paulista
11	Vila Guilherme - SP
12	Av. Nazaré - Ipiranga (SP-1)
13	R. Francisco Paulo - Itaquapé
14	R. Padre Chico - Lapa

AFERIÇÃO DA METODOLOGIA "D&Q" PARA ESTACAS MEGA DE CONCRETO COM PONTAS EMBUTIDAS EM ARGILA

N°	CARGA REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q/CARGA REAL	Qu parc.		SUGESTÃO DE AJUSTE DO COEFICIENTE "α" PARA ESTACAS COM PONTAS EM ARGILAS, ADMITINDO A ADEQUAÇÃO DE "β" (AO LADO)																				
				qs† * Slat	qpr† * Sp	0,05	1,10	*	1,20	*	1,30	*	1,40	*	1,50	*	1,60	*	1,70	*	1,80	*	1,90	*	2,00	
1	272,50	202,24	0,74	141,37	60,87	-	222,47	0,82	228,55	0,84	234,64	0,86	240,73	0,88	246,81	0,91	252,90	0,93	258,99	0,95	265,07	0,97	271,16	1,00	277,25	1,02
2	275,00	194,39	0,71	157,08	37,31	-	213,83	0,78	217,56	0,79	221,29	0,80	225,02	0,82	228,75	0,83	232,48	0,85	236,21	0,86	239,94	0,87	243,67	0,89	247,40	0,90
3	250,00	169,00	0,68	135,61	33,38	-	185,89	0,74	189,23	0,76	192,57	0,77	195,91	0,78	199,24	0,80	202,58	0,81	205,92	0,82	209,26	0,84	212,60	0,85	215,93	0,86
4	284,70	195,20	0,69	148,10	47,12	-	214,75	0,75	219,46	0,77	224,18	0,79	228,89	0,80	233,60	0,82	238,31	0,84	243,03	0,85	247,74	0,87	252,45	0,89	257,16	0,90
5	265,00	189,62	0,72	134,64	54,98	-	208,58	0,79	214,08	0,81	219,58	0,83	225,07	0,85	230,57	0,87	236,07	0,89	241,57	0,91	247,07	0,93	252,56	0,95	258,06	0,97
6	244,00	179,80	0,74	134,64	45,16	-	197,78	0,81	202,30	0,83	206,81	0,85	211,33	0,87	215,85	0,88	220,36	0,90	224,88	0,92	229,39	0,94	233,91	0,96	238,43	0,98
7	200,00	136,30	0,79	120,95	35,34	-	171,92	0,86	175,46	0,88	178,99	0,89	182,53	0,91	186,06	0,93	189,60	0,95	193,13	0,97	196,66	0,98	200,20	1,00	203,73	1,02
8	343,00	271,00	0,79	190,59	80,50	-	298,20	0,87	306,25	0,89	314,30	0,92	322,36	0,94	330,41	0,96	338,46	0,99	346,51	1,01	354,56	1,03	362,61	1,06	370,66	1,08
9	147,30	116,60	0,79	98,96	17,67	-	128,30	0,87	130,06	0,88	131,83	0,89	133,60	0,91	135,36	0,92	137,13	0,93	138,90	0,94	140,67	0,95	142,43	0,97	144,20	0,98
10	288,00	235,00	0,82	175,93	58,91	-	258,32	0,90	264,21	0,92	270,10	0,94	275,99	0,96	281,88	0,98	287,77	1,00	293,66	1,02	299,55	1,04	305,44	1,06	311,33	1,08
11	303,70	260,50	0,86	150,54	109,96	-	286,54	0,94	297,54	0,98	308,53	1,02	319,53	1,05	330,52	1,09	341,52	1,12	352,52	1,16	363,51	1,20	374,51	1,23	385,50	1,27
12	298,10	259,50	0,87	198,59	60,87	-	285,41	0,96	291,50	0,98	297,58	1,00	303,67	1,02	309,76	1,04	315,84	1,06	321,93	1,08	328,02	1,10	334,10	1,12	340,19	1,14
13	240,00	210,60	0,88	157,60	53,01	-	231,68	0,97	236,98	0,99	242,28	1,01	247,58	1,03	252,89	1,05	258,19	1,08	263,49	1,10	268,79	1,12	274,09	1,14	279,39	1,16
14	180,00	196,70	-	179,07	17,67	179,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
(r2):	-	0,825	-	-	-	-	0,825	-	0,850	-	0,870	-	0,880	-	0,890	-	0,890	-	0,890	-	0,890	-	0,890	-	0,890	
MD:	-	-	0,773	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

* O trecho hachurado corresponde a melhor configuração, respeitando a premissa de se obter valores de (**) menores que 1,05.

** Relação entre a Carga Estimada por "D&Q" / a Carga Real medida em campo, alterando-se os coeficientes "α" e "β".

*** Unidades no Sistema Internacional.

**** (r2) = Coef. de Determinação.

***** MD = Média.

LEGENDA

N°	REGIÃO DA OBRA
1	R. Com. Elias Zarzur - Santo Amaro (SP-2)
2	R. Monet - Colita
3	R. Oscar Freire - Pinheiros (SP-2)
4	R. Dom Luiz Lazanha - Z. Leste
5	R. Com. Elias Zarzur - Santo Amaro (SP-1)
6	Av. Nazaré - Ipiranga (SP-2)
7	R. Oscar Freire - Pinheiros (SP-1)
8	R. Monte Alegre - Perdizes
9	R. Augusto de Miranda - Barra Funda
10	Al. Lorena - Jardim Paulista
11	Vila Guilherme - SP
12	Av. Nazaré - Ipiranga (SP-1)
13	R. Francisco Paulo - Tatuapé
14	R. Padre Chico - Lapa

AFERIÇÃO DA METODOLOGIA "D&Q" PARA ESTACAS MEGA DE CONCRETO COM PONTAS EMBUTIDAS EM ARGILA

Nº	CARGA REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q / CARGA REAL	Qu parc.		SUGESTÃO DE AJUSTE DO COEFICIENTE "α" PARA ESTACAS COM PONTAS EM ARGILAS, ADMITINDO A ADEQUAÇÃO DE "β" (AO LADO)																					
				qs.r * Slat	gp.r * Sp	Adequação de "β"																					
						1,20	0,05	1,10	*	1,20	*	1,30	*	1,40	*	1,50	*	1,60	*	1,70	*	1,80	*	1,90	*	2,00	*
1	272,50	202,24	0,74	141,37	60,87	169,65	-	236,60	0,87	242,69	0,89	248,78	0,91	254,86	0,94	260,95	0,96	267,04	0,98	273,12	1,00	279,21	1,02	285,30	1,05	291,38	1,07
2	275,00	194,39	0,71	157,08	37,31	188,50	-	229,53	0,83	233,26	0,85	236,99	0,86	240,73	0,88	244,46	0,89	248,19	0,90	251,92	0,92	255,65	0,93	259,38	0,94	263,11	0,96
3	250,00	169,00	0,68	135,61	33,38	162,73	-	199,45	0,80	202,79	0,81	206,13	0,82	209,47	0,84	212,80	0,85	216,14	0,86	219,48	0,88	222,82	0,89	226,16	0,90	229,49	0,92
4	284,70	195,20	0,69	148,10	47,12	177,72	-	229,56	0,81	234,27	0,82	238,99	0,84	243,70	0,86	248,41	0,87	253,12	0,89	257,84	0,91	262,55	0,92	267,26	0,94	271,97	0,96
5	265,00	189,62	0,72	134,64	54,98	161,57	-	222,04	0,84	227,54	0,86	233,04	0,88	238,54	0,90	244,04	0,92	249,53	0,94	255,03	0,96	260,53	0,98	266,03	1,00	271,52	1,02
6	244,00	179,80	0,74	134,64	45,16	161,57	-	211,24	0,87	215,76	0,88	220,28	0,90	224,79	0,92	229,31	0,94	233,83	0,96	238,34	0,98	242,86	1,00	247,37	1,01	251,89	1,03
7	200,00	156,30	0,78	120,95	35,34	145,14	-	184,02	0,92	187,55	0,94	191,09	0,96	194,62	0,97	198,16	0,99	201,69	1,01	205,23	1,03	208,76	1,04	212,29	1,06	215,83	1,08
8	343,00	271,00	0,79	190,59	80,50	228,71	-	317,26	0,92	325,31	0,95	333,36	0,97	341,41	1,00	349,46	1,02	357,52	1,04	365,57	1,07	373,62	1,09	381,67	1,11	389,72	1,14
9	147,30	116,60	0,79	98,96	17,67	118,75	-	138,19	0,94	139,96	0,95	141,73	0,96	143,49	0,97	145,26	0,99	147,03	1,00	148,79	1,01	150,56	1,02	152,33	1,03	154,10	1,05
10	288,00	235,00	0,82	175,93	58,91	211,12	-	275,91	0,96	281,80	0,98	287,69	1,00	293,58	1,02	299,47	1,04	305,36	1,06	311,25	1,08	317,15	1,10	323,04	1,12	328,93	1,14
11	303,70	260,50	0,86	150,54	109,96	180,64	-	301,59	0,99	312,59	1,03	323,59	1,07	334,58	1,10	345,58	1,14	356,57	1,17	367,57	1,21	378,56	1,25	389,56	1,28	400,56	1,32
12	298,10	259,50	0,87	198,59	60,87	238,31	-	305,27	1,02	311,36	1,04	317,44	1,06	323,53	1,09	329,62	1,11	335,70	1,13	341,79	1,15	347,88	1,17	353,96	1,19	360,05	1,21
13	240,00	210,60	0,88	157,60	53,01	189,12	-	247,44	1,03	252,74	1,05	258,04	1,08	263,35	1,10	268,65	1,12	273,95	1,14	279,25	1,16	284,55	1,19	289,85	1,21	295,15	1,23
14	180,00	196,70	-	179,07	17,67	214,89	179,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
(t2):	-	0,825	-	-	-	-	-	0,827	-	-	-	-	0,823	-	0,820	-	0,817	-	0,813	-	0,809	-	0,805	-	0,801	-	
MD:	-	-	0,773	-	-	-	-	0,908	-	0,927	-	0,947	-	0,967	-	0,987	-	1,007	-	1,026	-	1,046	-	1,066	-	1,086	

* O trecho hachurado corresponde a melhor configuração, respeitando a premissa de se obter valores de (**) menores que 1,05.

** Relação entre a Carga Estimada por "D&Q" / a Carga Real medida em campo, alterando-se os coeficientes "α" e "β".

*** Unidades no Sistema Internacional.

**** (t2) = Coef. de Determinação.

***** MD = Média.

LEGENDA

Nº	REGIÃO DA OBRA
1	R. Com. Elias Zarzur - Santo Amaro (SP-2)
2	R. Monet - Cotia
3	R. Oscar Freire - Pinheiros (SP-2)
4	R. Dom Luiz Lazanha - Z. Leste
5	R. Com. Elias Zarzur - Santo Amaro (SP-1)
6	Av. Nazaré - Ipiranga (SP-2)
7	R. Oscar Freire - Pinheiros (SP-1)
8	R. Monte alegre - Perdizes
9	R. Augusto de Miranda - Barra Funda
10	Al. Lorena - Jardim Paulista
11	Vila Guilherme - SP
12	Av. Nazaré - Ipiranga (SP-1)
13	R. Francisco Paulo - Itaquapé
14	R. Padre Chico - Lapa

AFERIÇÃO DA METODOLOGIA "D&Q" PARA ESTACAS MEGA DE CONCRETO COM PONTAS EMBUTIDAS EM ARGILA

Nº	CARGA REAL (KN)	CARGA D&Q (KN)	CARGA D&Q/REAL	Qu parc.		Adequação de "β"	SUGESTÃO DE AJUSTE DO COEFICIENTE "α" PARA ESTACAS COM PONTAS EM ARGILAS, ADMITINDO A ADEQUAÇÃO DE "β" (AO LADO)																				
				qsr * Slat	qpr * Sp		0,05	1,10	*	1,20	*	1,30	*	1,40	*	1,50	*	1,60	*	1,70	*	1,80	*	1,90	*	2,00	
							-	250,74	0,92	256,83	0,94	262,91	0,96	269,00	0,99	275,09	1,01	281,17	1,03	287,26	1,05	293,35	1,08	299,43	1,10	305,52	1,12
1	272,50	202,24	0,74	141,37	60,87	183,78	-	250,74	0,92	256,83	0,94	262,91	0,96	269,00	0,99	275,09	1,01	281,17	1,03	287,26	1,05	293,35	1,08	299,43	1,10	305,52	1,12
2	275,00	194,39	0,71	157,08	37,31	204,20	-	245,24	0,89	248,97	0,91	252,70	0,92	256,43	0,93	260,16	0,95	263,89	0,96	267,63	0,97	271,36	0,99	275,09	1,00	278,82	1,01
3	250,00	169,00	0,68	135,61	33,38	176,30	-	213,01	0,85	216,35	0,87	219,69	0,88	223,03	0,89	226,37	0,91	229,70	0,92	233,04	0,93	236,38	0,95	239,72	0,96	243,06	0,97
4	284,70	195,20	0,69	148,10	47,12	192,54	-	244,37	0,86	249,08	0,87	253,80	0,89	258,51	0,91	263,22	0,92	267,93	0,94	272,65	0,96	277,36	0,97	282,07	0,99	286,78	1,01
5	265,00	189,62	0,72	134,64	54,98	175,03	-	235,51	0,89	241,01	0,91	246,50	0,93	252,00	0,95	257,50	0,97	263,00	0,99	268,50	1,01	273,99	1,03	279,49	1,05	284,99	1,08
6	244,00	179,80	0,74	134,64	45,16	175,03	-	224,71	0,92	229,23	0,94	233,74	0,96	238,26	0,98	242,77	0,99	247,29	1,01	251,81	1,03	256,32	1,05	260,84	1,07	265,35	1,09
7	200,00	156,30	0,78	120,95	35,34	157,24	-	196,11	0,98	199,65	1,00	203,18	1,02	206,72	1,03	210,25	1,05	213,79	1,07	217,32	1,09	220,85	1,10	224,39	1,12	227,92	1,14
8	343,00	271,00	0,79	190,59	80,50	247,77	-	336,32	0,98	344,37	1,00	352,42	1,03	360,47	1,05	368,52	1,07	376,57	1,10	384,62	1,12	392,67	1,14	400,73	1,17	408,78	1,19
9	147,30	116,60	0,79	98,96	17,67	128,65	-	148,09	1,01	149,85	1,02	151,62	1,03	153,39	1,04	155,16	1,05	156,92	1,07	158,69	1,08	160,46	1,09	162,22	1,10	163,99	1,11
10	288,00	235,00	0,82	175,93	58,91	228,71	-	293,50	1,02	299,40	1,04	305,29	1,06	311,18	1,08	317,07	1,10	322,96	1,12	328,85	1,14	334,74	1,16	340,63	1,18	346,52	1,20
11	303,70	260,50	0,86	150,54	109,96	195,70	-	316,65	1,04	327,64	1,08	338,64	1,12	349,64	1,15	360,63	1,19	371,63	1,22	382,62	1,26	393,62	1,30	404,61	1,33	415,61	1,37
12	298,10	259,50	0,87	198,59	60,87	258,17	-	325,13	1,09	331,21	1,11	337,30	1,13	343,39	1,15	349,48	1,17	355,56	1,19	361,65	1,21	367,74	1,23	373,82	1,25	379,91	1,27
13	240,00	210,60	0,88	157,60	53,01	204,88	-	263,20	1,10	268,50	1,12	273,80	1,14	279,11	1,16	284,41	1,19	289,71	1,21	295,01	1,23	300,31	1,25	305,61	1,27	310,91	1,30
14	180,00	196,70	-	179,07	17,67	232,79	179,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
(r2):	-	-	-	-	-	-	-	0,828	-	-	-	0,825	-	0,823	-	1,025	-	0,817	-	0,814	-	0,811	-	0,807	-	0,803	
MD:	-	-	0,773	-	-	-	-	0,965	-	0,985	-	1,005	-	1,025	-	1,044	-	1,064	-	1,084	-	1,104	-	1,124	-	1,143	

* O trecho hachurado corresponde a melhor configuração, respeitando a premissa de se obter valores de (**) menores que 1,05.

** Relação entre a Carga Estimada por "D&Q" / a Carga Real medida em campo, alterando-se os coeficientes "α" e "β".

*** Unidades no Sistema Internacional.

**** (r2) = Coef. de Determinação.

***** MD = Média.

LEGENDA

Nº	REGIÃO DA OBRA
1	R. Com. Elias Zarzur - Santo Amaro (SP-2)
2	R. Monet - Cotia
3	R. Oscar Freire - Pinheiros (SP-2)
4	R. Dom Luiz Lazzanha - Z. Leste
5	R. Com. Elias Zarzur - Santo Amaro (SP-1)
6	Av. Nazaré - Ipiranga (SP-2)
7	R. Oscar Freire - Pinheiros (SP-1)
8	R. Monte alegre - Perdizes
9	R. Augusto de Miranda - Barra Funda
10	Al. Lorena - Jardim Paulista
11	Vila Guilherme - SP
12	Av. Nazaré - Ipiranga (SP-1)
13	R. Francisco Paulo - Tatuapé
14	R. Padre Chico - Lapa