



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

**CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE**

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO EFEITO DO MELHORAMENTO DE
EPÓSITOS ARENOSOS ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS DE PLACA**

PAULA GRACINETE DE OLIVEIRA PASSOS

CAMPINA GRANDE

MARÇO - 2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
COORDENAÇÃO DOS CURSOS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE GEOTECNIA

TÍTULO

***CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO EFEITO DO MELHORAMENTO DE
DEPÓSITOS ARENOSOS ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS DE PLACA***

Por

Paula Gracinete de Oliveira Passos

Campina Grande

Março/2001



P289c

Passos, Paula Gracinete de Oliveira.

Contribuição ao estudo do efeito do melhoramento de depósitos arenosos através da utilização de ensaios de placa / Paula Gracinete de Oliveira Passos. - Campina Grande, 2001.

80 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 2001.

"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão".

Referências.

1. Solos Arenosos - Melhoramento. 2. Depósitos Arenosos. 3. Ensaio de Placa. 4. Estacas de Areia e Brita. 5. Engenharia Civil - Dissertação. I. Bezerra, Raimundo Leidimar. II. Gusmão, Alexandre Duarte. III. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). IV. Título

CDU 624.131.21(043)

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA.

Aprovada por:



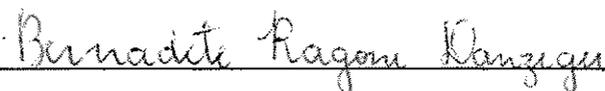
Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.

(Orientador)



Alexandre Duarte Gusmão, D.Sc.

(Orientador)



Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc.

(Examinador)



Olavo Francisco dos Santos Júnior, D.Sc.

(Examinador)

DEDICATÓRIA

Aos meus pais

Paulo Passos e Gracinete Passos.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus por ter me concedido a vida.

Aos meus pais Paulo Roberto C. Passos e Gracinete de O. Passos, grandes incentivadores da minha vida.

Ao meu irmão Plácido Neto pelo carinho, estímulo e dedicação a mim dispensado.

À toda a minha família, em especial a tia Célia e Neco, pelo incentivo.

Às minhas amigas Aline e Telma, pelo constante apoio e compreensão.

Aos Professores Raimundo Leidimar Bezerra e Alexandre Duarte Gusmão, pela amizade e pelas valiosas orientações recebidas, que foram indispensáveis na realização deste trabalho.

Aos Professores Bernadete Ragoni Danziger e Olavo Francisco dos Santos Júnior, pela gentileza de examinar este trabalho.

Ao corpo docente da área de Geotecnia da UFPB/CG, pelos ensinamentos recebidos.

À ATECEL - Associação Técnica Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior, pela ajuda financeira que tornou possível a realização deste trabalho.

À CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

À FUNDACEL – Fundações Especiais Ltda, em especial ao Engenheiro Paulo César pelo apoio na realização dos ensaios.

À CONCRESOLO – Consultoria em Concreto e Solos Ltda, em especial ao Professor Valdés Borges Soares, pela gentileza em ceder os dados e fornecer informações sobre a técnica de melhoramento utilizada em João Pessoa.

À Erinaldo Cavalcante pela amizade, incentivo e companheirismo no decorrer de todo o curso e principalmente pelo grande apoio na realização dos ensaios.

Ao colega Jeconias pela ajuda na realização dos ensaios.

Aos funcionários da área de Geotecnia da UFPB/CG, em especial a D. Maurisa, José Sobreira, Rui Pereira, Marcos e Sr. Chiquinho pela ajuda e amizade durante todo o curso.

Aos meus colegas de curso, em especial a Robson Ferreira e Joselito Novaes, pela amizade, apoio, carinho e respeito dentro e fora da Universidade.

À todos que direta e indiretamente colaboraram para a realização desta importante etapa da minha vida.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 – Generalidades	01
1.2 – Objetivos	03
1.2.1 – Objetivo Geral	03
1.2.2 – Objetivos Específicos	03
1.3 – Organização da Dissertação	03

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Melhoria de Solos Arenosos Através de Estacas de Areia e Brita	05
2.1.1 – Generalidades	05
2.1.2 - Estacas de Compactação em Solos Arenosos	07
2.1.3 – Fatores que Influenciam no Melhoria	08
2.1.4 – A Prática de Melhoria em João Pessoa	12
2.1.4.1 – Processo de Execução do Melhoria	12
2.1.4.2 – Caso 1	13
2.1.4.3 – Caso 2	16
2.1.5 – Avaliação do Melhoria	19
2.1.5.1 – Generalidades	19
2.1.5.2 – Métodos de Análise da Eficiência do Melhoria	20
2.1.5.2.1 – Método de Alves (ALVES, 1998)	21
2.1.5.3 – Outros Aspectos Importantes	26
2.2 – Mecanismo de Transferência de Carga em Fundações Mistas	28
2.2.1 - Generalidades	28

2.2.2 – Estaca Isolada	30
2.2.3 – Grupos de Estacas	32
2.3 – Provas de Carga sobre Placas.	35
2.3.1 - Generalidades	35
2.3.2 – Efeito Escala	36
2.3.3 – Critérios de Ruptura	37
2.3.4 – Interpretação de uma Prova de Carga sobre Placa	40

CAPÍTULO 3 – DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS,

METODOLOGIA EMPREGADA E

RESULTADOS OBTIDOS

3.1 – Generalidades	42
3.2 – Caracterização do Terreno Natural	43
3.3 – Processo de Execução do Melhoramento	44
3.4 – Caracterização da Estrutura	44
3.5 – Provas de Carga Realizadas	46
3.5.1 – Generalidades	46
3.5.2 – Primeira Campanha de Ensaios	46
3.5.2.1 – Primeira Prova de Carga (PC-1.1)	46
3.5.2.2 – Segunda Prova de Carga (PC-2.1)	48
3.5.3 – Segunda Campanha de Ensaios	50
3.5.3.1 – Primeira Prova de Carga (PC-1.2)	51
3.5.3.2 – Segunda Prova de Carga (PC-2.2)	53
3.5.3.3 – Terceira Prova de Carga (PC-3.2)	55
3.6 – Uma Tentativa de Obtenção da Curva Carga x Recalque do Solo Melhorado	59

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 – Generalidades 63

4.2 – Análise da Rigidez 63

4.3 – Simulação da Curva Carga x Recalque do Solo Melhorado

Através da Metodologia Proposta 66

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA

FUTURAS PESQUISAS

5.1 – Conclusões 73

5.2 – Sugestões para Futuras Pesquisas 74

CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 75

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Melhoramento <i>versus</i> granulometria do solo (MITCHELL, 1968 <i>apud</i> GUSMÃO FILHO, 1995).	05
Figura 2.2 – Efeito do melhoramento em diversas areias do Recife (GUSMÃO FILHO, 1995).	09
Figura 2.3 – Efeito da granulometria no melhoramento (GUSMÃO FILHO, 1995).	11
Figura 2.4 – Efeito da energia de compactação no melhoramento (GUSMÃO FILHO, 1995).	11
Figura 2.5 – Processo executivo de estaca de compactação de areia e/ou brita (GUSMÃO FILHO, 1995).	13
Figura 2.6 – Perfil do terreno natural (caso 1).	14
Figura 2.7 – Variação do N_{SPT} antes e após o melhoramento do terreno com estacas de areia e cimento.	15
Figura 2.8 – Influência da compacidade inicial no melhoramento do terreno com estacas de areia e cimento.	16
Figura 2.9 – Perfil do terreno natural (caso 2).	17
Figura 2.10 - Variação do N_{SPT} antes e após o melhoramento do terreno com estacas de areia e brita.	18
Figura 2.11 – Influência da compacidade inicial no melhoramento do terreno com estacas de areia e brita.	19
Figura 2.12 – Ábaco para projeto de malha (ALVES, 1998).	23

Figura 2.13 – Ábaco para cálculo do módulo equivalente para E_{estaca} = 100MPa (ALVES, 1998).	24
Figura 2.14 – Ábaco para cálculo do módulo equivalente para E_{estaca} = 500MPa (ALVES, 1998).	25
Figura 2.15 – Coeficientes F_w (BURMISTER, 1943 <i>apud</i> ALVES, 1998).	26
Figura 2.16 – Curva tensão <i>versus</i> S/B para fundações de diferentes tamanhos (BRIAUD & GIBBENS, 1999).	37
Figura 2.17 – Gráfico de rigidez.	39
Figura 3.1 – Planta de localização do terreno estudado.	42
Figura 3.2 – Perfil do terreno natural.	43
Figura 3.3 – Esquema das estacas de compactação da obra de Recife.	45
Figura 3.4 – Equipamento de execução das estacas de compactação.	45
Figura 3.5 – Primeira prova de carga (PC-1.1).	47
Figura 3.6 – Curva carga x recalque da PC-1.1.	48
Figura 3.7 – Rompimento da ancoragem.	49
Figura 3.8 – Curva carga x recalque da PC-2.1.	50
Figura 3.9 – Sistema de reação.	51
Figura 3.10 – Primeira prova de carga (PC-1.2).	52
Figura 3.11 – Solo fissurado.	53
Figura 3.12 – Curva carga x recalque da PC-1.2.	53

Figura 3.13 – Segunda prova de carga (PC-2.2).	54
Figura 3.14 – Curva carga x recalque da PC-2.2.	55
Figura 3.15 (a) – PC-3.2 com o macaco de 2000kN.	56
Figura 3.15 (b) – PC-3.2 com o macaco de 600kN.	56
Figura 3.16 – Adaptações para continuar com o ensaio.	56
Figura 3.17 – Afundamento da placa.	57
Figura 3.18 – Esmagamento da cabeça da estaca de compactação.	57
Figura 3.19 – Curvas carga x recalque da PC-3.2.	58
Figura 4.1 – Gráfico de rigidez apenas do solo.	64
Figura 4.2 – Gráfico de rigidez do solo + estacas.	64
Figura 4.3 (a) – Gráfico de rigidez da estaca para um nível de carregamento inferior a 160kN.	65
Figura 4.3 (b) – Gráfico de rigidez da estaca para um nível de carregamento superior a 160kN.	66
Figura 4.4 – Curvas obtidas da metodologia proposta.	68
Figura 4.5 – Malha quadrada com quatro estacas de compactação.	69
Figura 4.6 – Curvas obtidas da metodologia proposta (placa circular).	71
Figura 4.7 – Curvas obtidas da metodologia proposta (placa quadrada).	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Acréscimo de tensões na camada inferior de um sistema de duas camadas (FOX, 1948 *apud* ALVES *et al.*, 2000).

27

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

B – largura da fundação

B_{eq} – largura equivalente da placa

CPT – Cone Penetration Test

d – diâmetro da estaca

D – diâmetro da placa

D_r – densidade relativa

E – módulo de elasticidade do solo ou módulo de Young

E_{eq} – módulo de elasticidade equivalente da camada melhorada

E_{estaca} – módulo de elasticidade da estaca de compactação

F – fator de segurança

K – fator de melhoramento

k_0 – coeficiente de empuxo lateral em repouso

n_0 – porosidade inicial do terreno

N_{SPT} – número de golpes aplicados aos 30cm finais do amostrador SPT

N_{eq} – N equivalente do SPT-T

N_i – N_{SPT} antes do melhoramento do solo

N_f – N_{SPT} após o melhoramento do solo

N_q – fator de capacidade de carga

N_1 – valor de N_{SPT} normalizado em relação à tensão vertical efetiva

$P_{máx}$ – carga vertical máxima

PC-1.1 – primeira prova de carga da primeira campanha de ensaios

PC-1.2 – primeira prova de carga da segunda campanha de ensaios

PC-2.1 – segunda prova de carga da segunda campanha de ensaios

PC-2.2 – segunda prova de carga da segunda campanha de ensaios

PC-3.2 – terceira prova de carga da segunda campanha de ensaios

Q_u – carga de ruptura

r – distância à estaca

R – rigidez da fundação

R_G – fator de eficiência ou fator de redução do grupo

R_s – relação de recalque

s – espaçamento entre estacas

S - recalque

SPT – Standard Penetration Test

SPT-T – Standard Penetration Test with measurement of torque

WST – Weight Soundings Test

α_{rp} – fator de interação entre estacas e bloco

ϕ - ângulo de atrito do solo

ϕ'_{cv} – ângulo de atrito interno obtido a volume constante

σ_{adm} – tensão admissível do solo

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – tensão máxima

σ'_n – tensão normal efetiva

σ_r – tensão de ruptura do solo

σ'_v – tensão vertical efetiva

δ - ângulo de atrito entre a estaca e o solo

$\Delta\eta$ - redução na porosidade do solo

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO EFEITO DO MELHORAMENTO DE DEPÓSITOS ARENOSOS ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS DE PLACA

RESUMO

A técnica de melhoramento de terrenos arenosos com estacas de compactação tem sido bastante utilizada nas cidades de João Pessoa/PB e Recife/PE. No entanto, poucas pesquisas têm sido desenvolvidas para se avaliar o real comportamento geotécnico desses solos melhorados.

O objetivo desse trabalho é, através de ensaios *in situ*, analisar o aumento de resistência obtido após o melhoramento do solo, assim como avaliar o mecanismo de transferência de carga de uma fundação assente nesse solo. Para isso, realizaram-se ensaios SPT (Standard Penetration Test) e provas de carga sobre placas.

Na tentativa de se obter a curva carga x recalque do solo melhorado, supunha-se que as fundações assentes nesse tipo de solo comportariam-se como fundações mistas, isto é, de maneira semelhante a um radier estaqueado. As dificuldades encontradas na realização de algumas provas de carga limitaram a interpretação dos resultados obtidos. É provável que as estacas de compactação, quando solicitadas, não se comportem de maneira semelhante às estacas de deslocamento convencionais.

Com relação à técnica de melhoramento utilizada nessas cidades nordestina, confirmou-se o que a literatura técnica afirma de que é muito eficiente quando executadas em terrenos compatíveis com essa técnica, tendo sido projetadas sapatas para 400kPa a 500kPa de taxa no terreno melhorado.

CONTRIBUTION TO THE STUDY OF EFFECT OF IMPROVEMENT OF SANDY DEPOSITS THROUGH THE USE OF LOAD TESTS ON PLATE

ABSTRACT

The technique of improvement of sandy deposits with compacting piles has been widely used in the cities of João Pessoa/PB and Recife/PE. However, few researches have been developed to evaluate the real geotechnical behavior of these improved soils.

The objective of this thesis is, through rehearsals *in situ*, to analyze the strength increase obtained after the improvement of the soil, as well as, to evaluate the mechanism of load transfer of a foundation settled in this soil. To accomplish this rehearsals SPT (Standard Penetration Test) and load tests on plates were done.

In order to obtain the load x settlement curve of the improved soil, it was supposed that the foundations established in this soil type, would behave as mixed foundations, that is, in a similar way to pile-raft. The difficulties found in the accomplishment of some load tests, limited the interpretation of the obtained results. It is possible that the compacting piles, when solicited, do not behave in a similar way to the traditional displacement piles.

Regarding to the improvement technique used in the cities selected for this study, it confirmed what the technical literature affirms that it is very efficient when executed in compatible sand deposits with this technique, having been projected footings for 400kPa to 500kPa of tax in the improved deposit.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - Generalidades

Muitas vezes as soluções adotadas em fundações, para suportar uma certa estrutura projetada, são muito caras, devido, principalmente, às características do terreno.

Diversas técnicas de melhoramento das características geotécnicas do terreno de fundação têm sido desenvolvidas com o objetivo de reduzir os custos da obra. Estas técnicas, muitas vezes, permitem a utilização de fundações superficiais em obras que, a princípio, necessitariam de uma solução em fundação profunda.

O melhoramento tem a finalidade de assegurar estabilidade à fundação e evitar recalques excessivos que possam causar danos à obra. Existem várias técnicas para o melhoramento de terrenos arenosos, entre as quais a compactação com estacas de areia e brita.

Segundo BARKSDALE e TAKEFUMI (1991), a compactação com estacas de areia é bastante utilizada no Japão, Taiwan, Korea e China. ABOSHI *et al.* (1991) relatam a utilização desta técnica no Japão.

Essa técnica tem sido freqüentemente utilizada em várias cidades nordestinas, tais como João Pessoa/PB e Recife/PE, e tem possibilitado a adoção de fundações superficiais em substituição a estacas convencionais, na maioria das vezes, muito mais caras. Porém, pouquíssimos trabalhos foram realizados com a finalidade de analisar o comportamento do solo e estimar seus parâmetros a partir desse melhoramento.

Segundo SOARES (2000), 90% das obras de fundações em João Pessoa são executadas em sapatas com melhoramento prévio do solo através da compactação com estacas de areia, que tem elevado em até 5 (cinco) vezes a tensão admissível do solo.

Ainda segundo o autor, esta prática vem sendo utilizada ao longo de 20 (vinte) anos e cerca de 520 (quinhentos e vinte) edifícios, variando de 6 (seis) a 30 (trinta) pavimentos, foram executados sobre esse tipo de fundação.

Em Recife/PE, esta técnica de compactação superficial de terrenos arenosos com estacas de areia e brita vem sendo utilizada com sucesso desde a Década de 50 (GUSMÃO FILHO & GUSMÃO, 1990; GUSMÃO FILHO & GUSMÃO, 1994; GUSMÃO FILHO, 1995).

Por se tratar de uma técnica regional, os aspectos de projeto, execução e controle são determinados com base em relações empíricas e na própria experiência acumulada, sem haver normatização de procedimentos. Os parâmetros geotécnicos, em geral, são estimados de forma mais acurada, a partir de ensaios *in situ*, por serem realizados nos solos como eles se apresentam na natureza, portanto devem refletir mais apropriadamente o comportamento "real" dos mesmos.

Segundo SOARES (1987), muitas vezes a investigação geotécnica através de ensaios *in situ* é mais econômica e menos demorada do que a investigação com base em ensaios em laboratório (Ex: offshore). Ainda segundo o autor, a grande desvantagem dos ensaios *in situ* reside na dificuldade de interpretação do ensaio, a partir da qual, determinam-se os parâmetros geotécnicos fundamentais.

1.2 - Objetivos

1.2.1 - Objetivo Geral

Esta pesquisa tem como objetivo geral o estudo do melhoramento de depósitos arenosos executados nas cidades de Recife/PE e João Pessoa/PB, com estacas de areia e brita.

1.2.2 - Objetivos Específicos

Analisar os aspectos de execução e controle do melhoramento de camadas arenosas superficiais submetidas a uma compactação com estacas de areia e brita, utilizando-se ensaios *in situ*, notadamente o SPT (Standard Penetration Test) e provas de carga sobre placas.

1.3 - Organização da dissertação

Este trabalho está dividido em 6 (seis) capítulos, sendo o Capítulo 1 a introdução.

O Capítulo 2 apresenta uma breve revisão bibliográfica sobre melhoramento de solos arenosos através de estacas de areia e brita, mecanismo de transferência de carga em fundações mistas e provas de carga sobre placas. A prática de melhoramento em João Pessoa também é abordada nesse capítulo.

No Capítulo 3 tem-se a descrição dos ensaios realizados e da metodologia empregada para simular o mecanismo de transferência de carga no solo melhorado.

Os resultados dos ensaios são analisados e discutidos no Capítulo 4.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões gerais do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

No Capítulo 6 encontram-se as referências bibliográficas consultadas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Melhoramento de Solos Arenosos Através de Estacas de Areia e Brita

2.1.1 - Generalidades

As técnicas para melhoramento de terrenos de fundação são divididas em dois grandes grupos, conforme a sua aplicação em solos coesivos e granulares.

Segundo GUSMÃO FILHO (1995; 1998), MITCHELL (1968) apresentou um resumo da aplicabilidade dessas técnicas em função da granulometria dos solos, conforme mostrado na Figura 2.1. Observa-se, nesta figura, que as estacas de compactação têm aplicação restrita aos solos granulares.

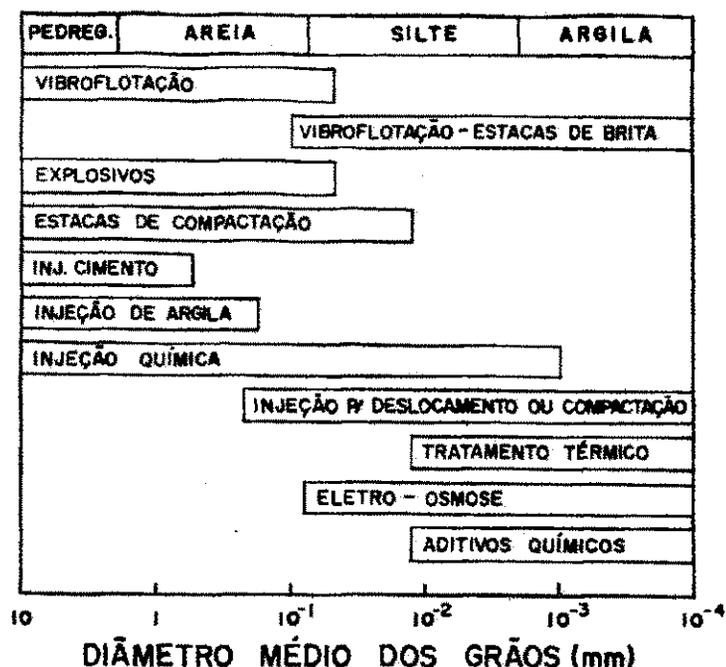


Figura 2.1 – Melhoramento versus granulometria do solo (MITCHELL, 1968, *apud* GUSMÃO FILHO, 1995).

Segundo BROMS (1991), vários novos métodos para melhoramento de solos granulares por compactação têm sido desenvolvidos durante os últimos anos, para controlar recalques, aumentar a capacidade de carga e para prevenir ou reduzir o risco de liquefação.

A seleção de um método de compactação particular para um projeto, depende do tipo de solo e seu estado natural, tipo e utilização da estrutura projetada, além da profundidade da camada a ser melhorada e grau de compactação exigido, localização do nível d'água, riscos envolvidos, disponibilidade de equipamentos e tempo, experiência local e custos.

Existem diversas técnicas para o melhoramento de terrenos arenosos, entre as quais a compactação com estacas de areia e brita. Esta técnica é bastante utilizada em obras sujeita a sismos, com o objetivo de se evitar o fenômeno de liquefação, e também em fundações de edificações, com o objetivo de densificar camadas granulares de baixa compacidade.

Segundo MINETTE *et al.* (1994), a demanda por estacas granulares, nas quais se emprega como material de construção areias, britas, escórias de siderurgia, seixos rolados ou misturas destes, tem crescido muito nas últimas décadas. Ainda segundo os autores, o emprego dessas inclusões granulares no tratamento de solos tornou-se conhecido a partir do ano de 1830.

O princípio de funcionamento das estacas granulares está na substituição parcial do solo natural, pela introdução, em pontos localizados, de volumes de materiais granulares, geralmente sob a forma de cilindros irregulares e muito semelhantes às estacas clássicas, reduzindo os recalques e aumentando a capacidade de carga do maciço tratado.

GUSMÃO FILHO (1995; 1998) e ALVES (1998) ressaltam que a densificação da camada é resultante de três efeitos:

- 1) deslocamento de material do terreno igual ao volume da estaca;
- 2) introdução de material adicional compactado no terreno;
- 3) vibração devido ao processo executivo.

Aqueles autores mencionam ainda que, existe uma zona de influência ao redor da estaca, dentro da qual há compactação. O efeito da cravação da estaca diminui com o aumento da distância ao eixo da estaca, segundo alguma lei ainda não definida. No caso de uma malha de estacas próximas, os efeitos se superpõem entre as estacas cravadas.

De acordo com ALVES (1998), a vibração é, na maioria das vezes, desprezada nos estudos teóricos por ser de difícil modelagem. Porém, SELIG (1963) afirma que a vibração tem um efeito significativo na resistência e densidade de materiais granulares sem coesão.

2.1.2 - Estacas de Compactação em Solos Arenosos

No caso específico de terrenos arenosos, o aumento de compacidade do material devido à compactação com estacas de areia e brita, promove uma melhoria nas propriedades de resistência do solo e uma diminuição do seu nível de deformação, conferindo à camada melhorada uma grande rigidez, assegurando estabilidade à fundação, evitando, assim, recalques que possam causar danos à obra.

ALVES (1998) salienta ainda que, em solos arenosos, o processo de deformação se dá sob condições drenadas com uma redução no volume de vazios do solo circundante igual ao volume da estaca, sendo esta redução no volume de vazios máxima

junto à estaca, decrescendo com o aumento da distância ao eixo, até se anular. O autor afirma que, neste caso, as deformações serão predominantemente horizontais, com exceção das regiões próximas ao topo e à base.

De acordo com BROMS (1991), essas estacas podem ser usadas para compactar solos granulares até 25m de profundidade, e o seu diâmetro depende principalmente da resistência ao cisalhamento e da compressibilidade do solo que as envolve, podendo ser estimado a partir do volume de material adicionado para sua confecção e dos recalques do solo em volta das estacas durante a compactação. O espaçamento depende da densidade relativa inicial do depósito e do grau de compactação requerido, além do tamanho das partículas e do teor de finos. Segundo o autor, em geral, o espaçamento decresce com a diminuição do tamanho das partículas.

Segundo MITCHELL (1981), o diâmetro usual das estacas varia entre 0,6 e 1,0m, para espaçamentos entre estacas variando entre 1,5 e 3,5m, distribuídas em malhas de forma retangular ou triangular.

GUSMÃO FILHO (1995; 1998), com base na experiência do Recife, sugere que as estacas sejam executadas segundo uma malha quadrada ou triangular, com espaçamento de 2 (dois) a 3 (três) vezes o diâmetro das mesmas, sendo a profundidade do melhoramento função, entre outros fatores, da variação da compacidade da camada ou densidade relativa da areia com a profundidade, e da estrutura projetada.

2.1.3 - Fatores que Influenciam no Melhoramento

De acordo com GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1994), dentre os fatores que influenciam na eficiência do melhoramento com estacas de compactação, destacam-se:

- 1) Compacidade inicial do solo - quanto mais fofo o solo, mais fácil será torná-lo mais compacto. Quanto mais denso, maior será a resistência oferecida à compactação. Segundo os autores, o fator de melhoramento (K), definido pela relação entre N_{SPT} após (N_f) e antes (N_i) do melhoramento, diminui à medida que a compacidade inicial do solo aumenta. No entanto, há um limite de compactação, ou seja, para solos com N_i entre 20 e 25, o valor de "K" é próximo da unidade, e o melhoramento não apresenta eficiência (Ver Figura 2.2). Este limite é função da energia de compactação utilizada, isto é, deve aumentar à medida que a energia aumenta.

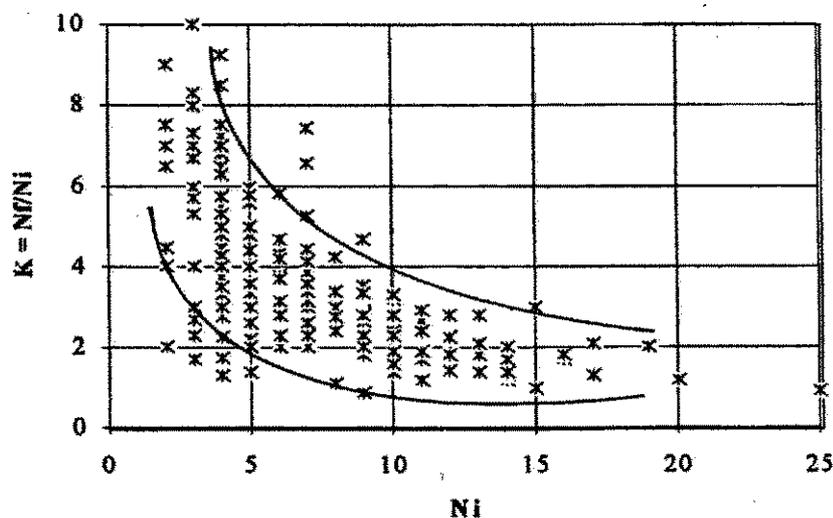


Figura 2.2 – Efeito do melhoramento em diversas areias do Recife
(GUSMÃO FILHO, 1995).

- 2) Granulometria – a eficiência do melhoramento é função do teor de finos. Segundo HUSSIN & ALI (1987), *apud* BROMS (1991), não se obtém nenhum melhoramento apreciável quando o teor de finos excede 12%. Já MITCHELL (1968), *apud* GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1994), recomenda que os finos do solo a ser compactado não excedam 20%.

Segundo ALVES (1998), se o solo contém uma grande quantidade de finos, a parcela de deformação a volume constante (condição não - drenada) pode ser significativa e, neste caso, os deslocamentos verticais também serão significativos. Segundo GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1990) e GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1994), a presença de solo coesivo, ou de uma fração de finos no solo a compactar, cria reação às vibrações impostas ao terreno. Há um maior efeito de amortecimento nos solos finos sobre as vibrações horizontais induzidas, reduzindo bastante a eficiência do melhoramento (Ver Figura 2.3). De acordo com SAITO (1977), *apud* BROMS (1991), parte do aumento da resistência à penetração é causado por um aumento da tensão horizontal do solo. ALVES (1998) destaca que a baixa permeabilidade, devido às partículas finas, impede a água de fluir instantaneamente, portanto, as deformações que ocorrerão no solo, devido a cravação da estaca, serão a volume constante (cisalhamento não - drenado). Como não há redução do volume de vazios, não há compactação. Esta só ocorrerá depois de decorrido certo tempo (adensamento).

- 3) Energia de compactação - o aumento da energia de compactação leva a uma maior eficiência do melhoramento (Ver Figura 2.4). Há, no entanto, um limite de compactação a partir do qual a energia não mais influencia o melhoramento, onde começa a haver quebra dos grãos (GUSMÃO FILHO & GUSMÃO, 1994). De acordo com MEYERHOF (1959) e WALLAYS (1982) *apud* ALVES (1998), a energia mínima requerida é aquela necessária para ultrapassar a resistência do terreno, a qual depende, entre outros fatores, da granulometria e densidade relativa inicial do mesmo.

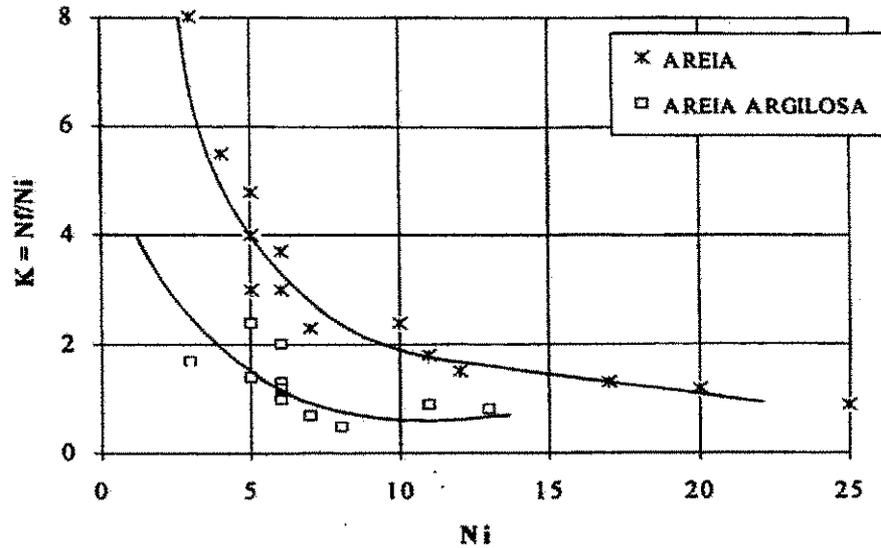


Figura 2.3 – Efeito da granulometria no melhoramento (GUSMÃO FILHO, 1995).

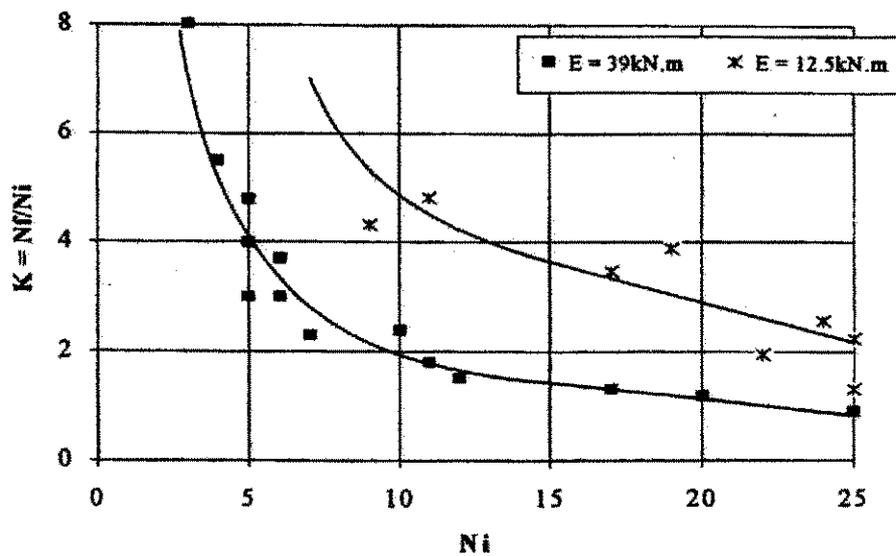


Figura 2.4 – Efeito da energia de compactação no melhoramento (GUSMÃO FILHO, 1995).

ALVES (1998) destaca um outro fator importante na eficiência do melhoramento: o volume de material adicionado ao solo. Quanto maior for o volume de material adicionado ao solo, maior será a compactação, não se podendo ultrapassar o

limite representado pelo índice de vazios mínimo ou pelo peso específico seco máximo do solo.

Vários autores afirmam que a compactação é ineficiente até 1,0 - 2,0m de profundidade, em função da falta de confinamento do solo próximo à superfície (MITCHEL, 1981; BROMS, 1991; GUSMÃO FILHO & GUSMÃO, 1994; ALVES, 1998). Segundo GUSMÃO FILHO (1995), este trecho inicial pode ser melhorado injetando-se, entre as estacas de compactação executadas, estacas de argamassa de cimento e areia no traço 1:12 em volume.

2.1.4 – A Prática de Melhoramento em João Pessoa

2.1.4.1 – Processo de Execução do Melhoramento

O processo executivo das estacas de compactação, tanto em Recife quanto em João Pessoa, consiste na cravação dinâmica de um tubo metálico de ponta fechada com bucha seca, até a profundidade especificada, em um processo semelhante ao da execução de uma estaca Franki. A bucha é então expulsa, e é introduzido o material granular no tubo. A compactação é feita através da queda livre de um martelo. À medida que o material vai sendo compactado, o tubo vai sendo levantado até ser atingida a superfície do terreno, conforme Figura 2.5.

O material utilizado pela maioria das firmas executoras do Recife é uma mistura de pó de pedra lavado, com brita 50 ou 75 e, geralmente, utiliza-se o traço de 3 (brita) : 1 (pó de pedra) em volume (GUSMÃO FILHO & GUSMÃO, 1994). Já em João Pessoa, segundo SOARES (2000), o material utilizado na confecção das estacas é uma mistura de areia e brita ou de areia e cimento, sendo 1 (cimento) : 20 (areia) o traço em volume geralmente utilizado no melhoramento com estacas de areia e cimento e 4

(brita) : 1 (areia) no caso de estacas de areia e brita. O equipamento básico utilizado nessa técnica consta de um tripé com um martelo de 13kN de peso, caindo de uma altura de cerca de 3m. O diâmetro usual do tubo é 300mm e malha quadrada com lado entre 0,9 e 1,0m.

O melhoramento é feito na projeção da lâmina do edifício, ou apenas na projeção das sapatas, colocando-se uma linha de estacas além da área carregada (anel de reforço).

Analisa-se, a seguir, o comportamento de dois terrenos submetidos a um melhoramento com estacas de compactação na cidade de João Pessoa, através de perfis de sondagens com SPT antes e após o melhoramento, cedidos cordialmente pela CONCRESOLO – Consultoria em Concreto e Solos Ltda.

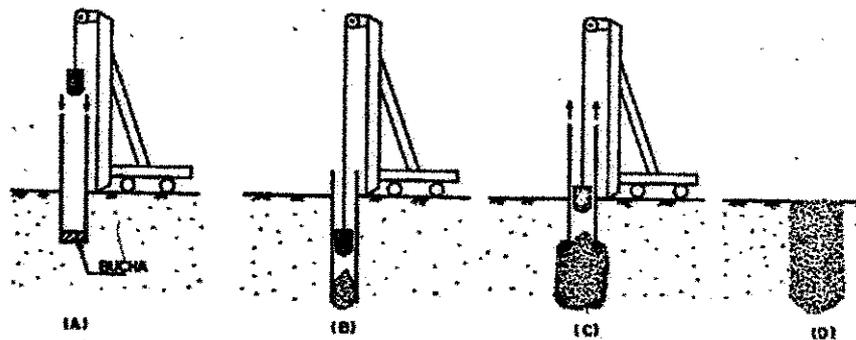


Figura 2.5 – Processo executivo de estaca de compactação de areia e/ou brita (GUSMÃO FILHO, 1995).

2.1.4.2 – Caso 1

Trata-se de um terreno preponderantemente arenoso, localizado no Bairro de Manaíra, com compactidade variando de pouco a medianamente compacta, existindo uma camada de argila arenosa com silte, de consistência média a muito rija, entre 10 e

15m de profundidade, conforme mostrado na Figura 2.6. O nível d'água freático encontra-se a 1,50m de profundidade.

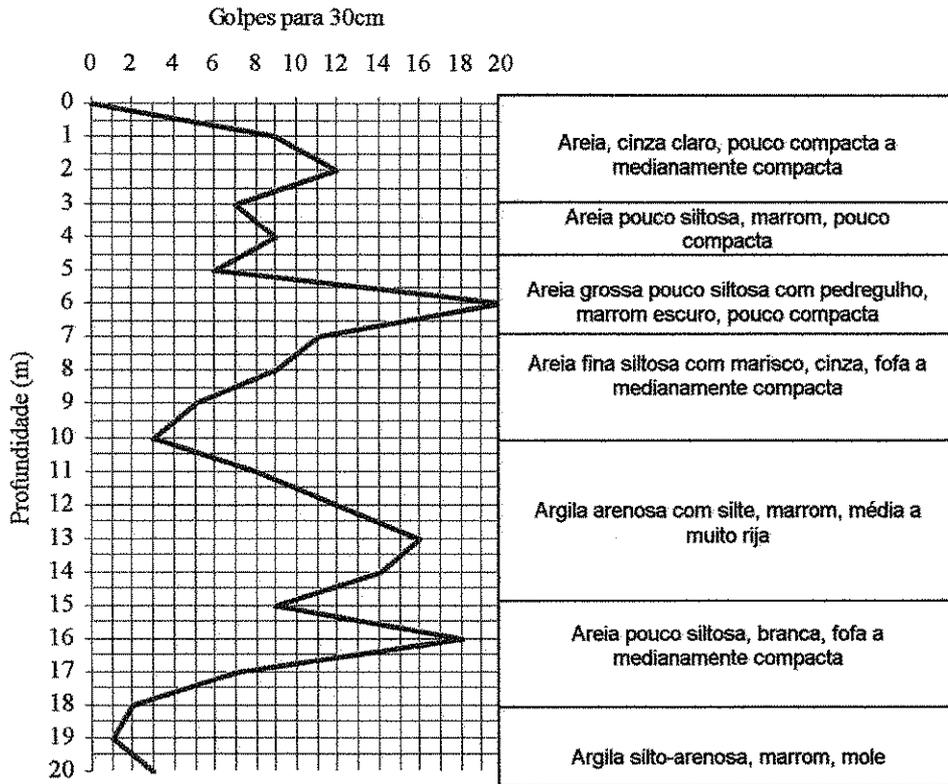


Figura 2.6 – Perfil do terreno natural (caso 1).

Nesse local foi construído o Edifício Residencial Coliseum com 28 pavimentos, cuja fundação foi projetada em sapatas, associadas a um melhoramento do terreno superficial com estacas de areia e cimento, com traço 1 (cimento) : 15 (areia) em volume, até 3,5m de profundidade, através de uma malha quadrada com 0,90m de lado que cobria toda a lâmina do edifício, totalizando 734 estacas.

O equipamento utilizado constava de um tubo metálico com 3,5m de comprimento e 30cm de diâmetro, cravado dinamicamente através da queda livre de um martelo de 13kN, caindo de uma altura de 3m.

As sapatas foram dimensionadas para transmitirem uma tensão máxima de 5kgf/cm^2 , assentes a 1,5m de profundidade. A Figura 2.7 apresenta a variação do N_{SPT} antes e após o melhoramento.

Observa-se uma substancial melhoria da resistência do terreno até cerca de 6m de profundidade (limite das sondagens após o melhoramento do solo).

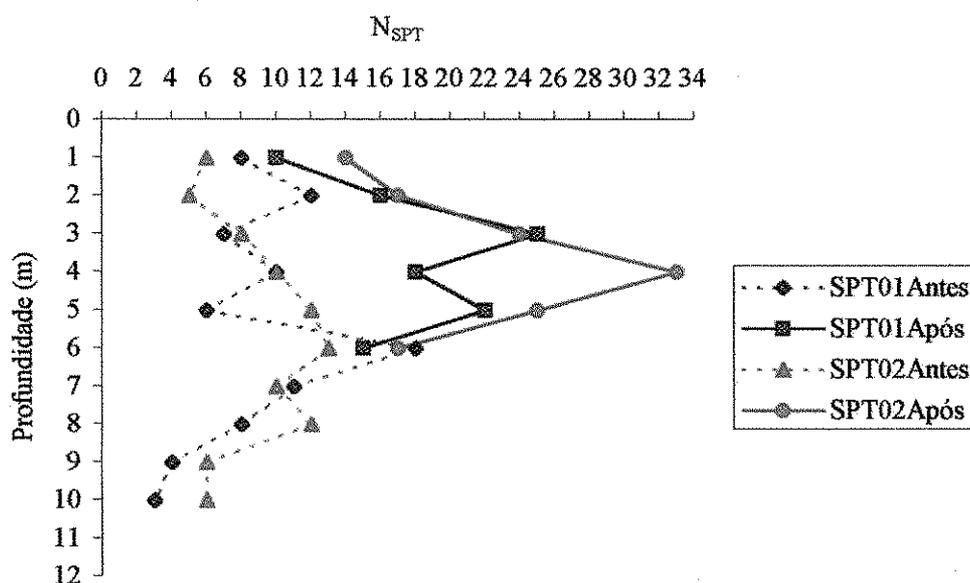


Figura 2.7 – Variação do N_{SPT} antes e após o melhoramento do terreno com estacas de areia e cimento.

A Figura 2.8 mostra a influência da compactidade inicial do solo na eficiência do melhoramento. Observa-se que o fator de melhoramento (relação entre o N_{SPT} após e antes do melhoramento) diminui com o aumento da compactidade inicial do solo e aproxima-se da unidade para N_i (N_{SPT} antes do melhoramento do solo) em torno de 20, de acordo com o observado por GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1994).

Observa-se ainda que o fator de melhoramento para pequenas profundidades (N_i igual a oito) aproxima-se da unidade. Tal fato deve-se a ineficiência do melhoramento

até 1,0m – 2,0m de profundidade, em função da falta de confinamento do solo próximo à superfície, conforme MITCHELL (1981), BROMS (1991), GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1994), ALVES (1998).

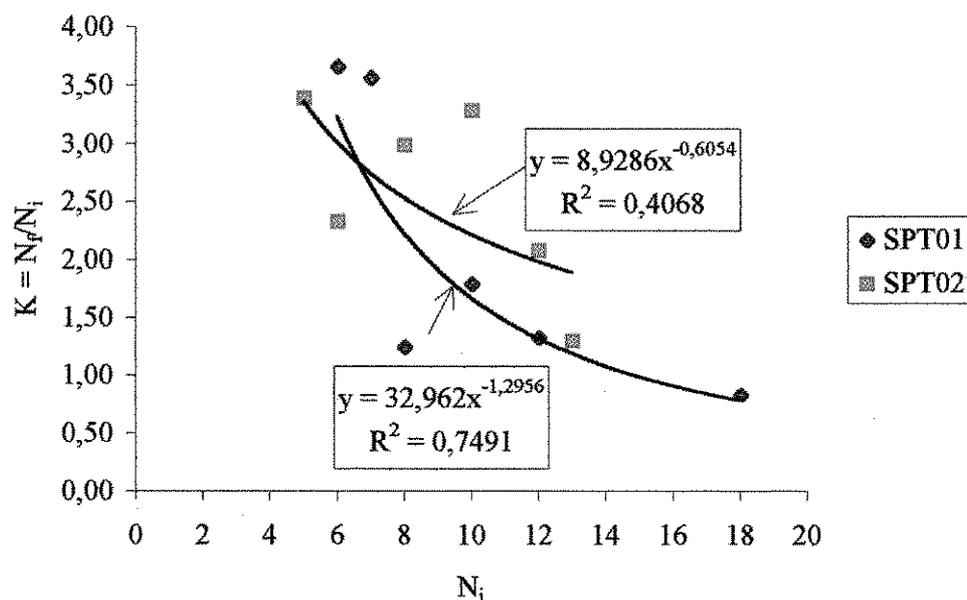


Figura 2.8 – Influência da compactação inicial no melhoramento do terreno com estacas de areia e cimento.

2.1.4.3 – Caso 2

Trata-se também de um terreno preponderantemente arenoso, localizado no Bairro do Bessa, com compactação variando de pouco a muito compacta, existindo uma camada de argila siltosa pouco arenosa, de consistência média a rija, entre 11 e 14m de profundidade, conforme mostrado na Figura 2.9. O nível d'água freático encontra-se a 1,30m de profundidade.

Nesse local foi construído o Condomínio Residencial Alphaville com 12 pavimentos, cuja fundação foi projetada em sapatas, associadas a um melhoramento do terreno superficial com estacas de areia e brita, com traço 1 (areia) : 4 (brita) em

volume, até 3,5m de profundidade, através de uma malha quadrada com 0,80m de lado que cobria apenas a projeção das sapatas da lâmina do edifício, totalizando 537 estacas.

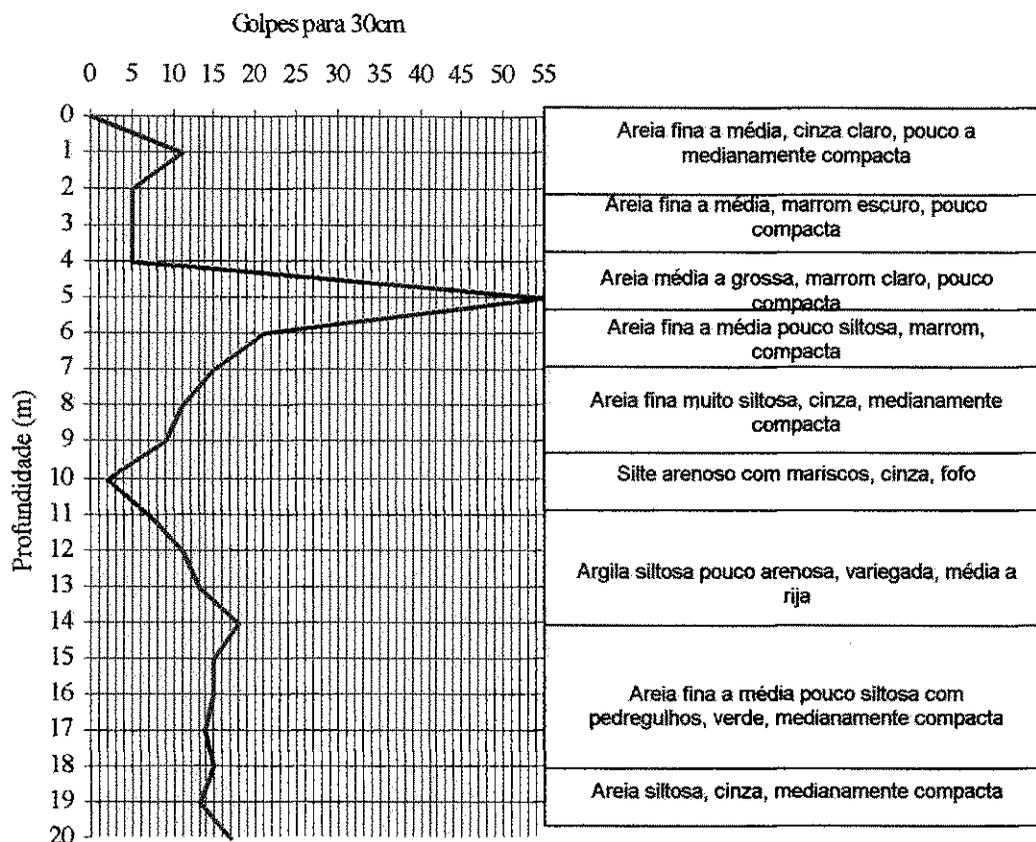


Figura 2.9 – Perfil do terreno natural (caso 2).

O equipamento utilizado constava de um tubo metálico com 3,5m de comprimento e 30cm de diâmetro, cravado dinamicamente através da queda livre de um martelo de 13kN, caindo de uma altura de queda de 3m.

As sapatas foram dimensionadas para transmitirem uma tensão máxima de 5kgf/cm^2 , assentes a 1,5m de profundidade. A Figura 2.10 apresenta a variação do N_{SPT} antes e após o melhoramento.

Assim, como no caso anterior, observa-se uma substancial melhoria da resistência do terreno até cerca de 5m de profundidade (limite das sondagens após o melhoramento do solo).

A Figura 2.11 mostra a influência da compactidade inicial do solo na eficiência do melhoramento. Nesse caso, observa-se também a diminuição do fator de melhoramento com o aumento da compactidade inicial do solo, assim como a ineficiência do melhoramento para N_i igual a 38 e 40.

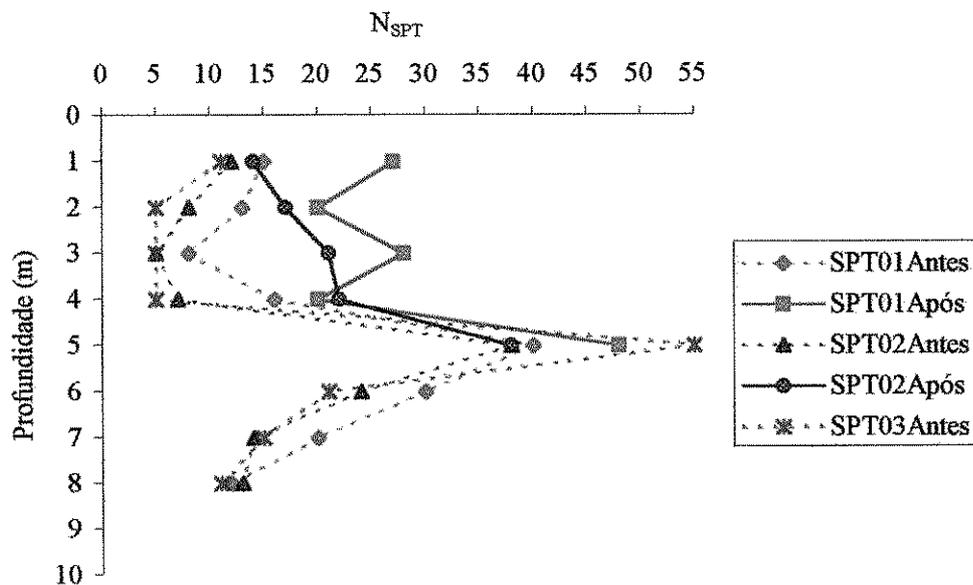


Figura 2.10 - Variação do N_{SPT} antes e após o melhoramento do terreno com estacas de areia e brita.

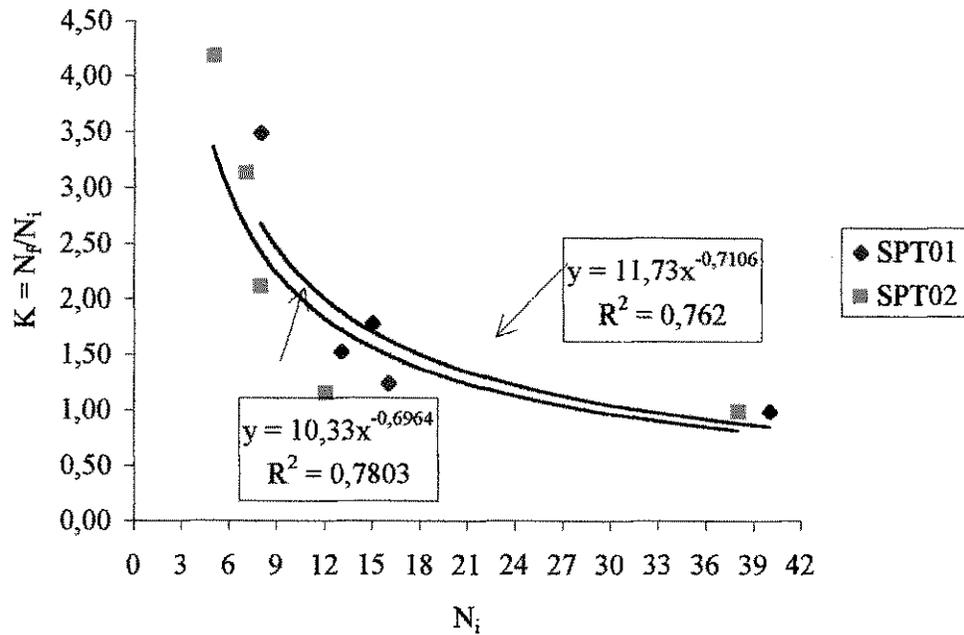


Figura 2.11 – Influência da capacidade inicial no melhoramento do terreno com estacas de areia e brita.

2.1.5 - Avaliação do Melhoramento

2.1.5.1 - Generalidades

Para se avaliar a eficiência do melhoramento, em termos de densidade relativa alcançada, são utilizados, usualmente, ensaios de campo. Testes de penetração são geralmente utilizados para determinar a espessura, localização e extensão lateral de diferentes camadas do solo. A compressibilidade e a capacidade de carga das camadas são geralmente estimadas através dos ensaios CPT (Cone Penetration Test) ou Piezocone, SPT (Standard Penetration Test) ou SPT-T (Standard Penetration Test with measured of torque), e WST (Weight Soundings Test). Amostras deformadas representativas são geralmente suficientes para determinar a distribuição granulométrica e o teor de finos.

Outros ensaios, tais como: pressiômetro, dilatômetro e prova de carga, também podem ser utilizados na avaliação do melhoramento. Ensaio como pressiômetro e prova de carga podem ser usados para verificar *in situ* a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade de diferentes camadas. Pode-se, também, utilizar o dilatômetro para avaliar a compressibilidade e o coeficiente de empuxo lateral em repouso (k_0). Condições de poro pressão podem ser determinadas com um piezocone.

Na experiência local de João Pessoa/PB, utiliza-se apenas ensaios de SPT antes e após o melhoramento. Em Recife/PE, em alguns casos, além do SPT utilizam-se também provas de carga sobre placas na avaliação do terreno melhorado.

2.1.5.2 - Métodos de Análise da Eficiência do Melhoramento

Segundo ALVES (1998), vários métodos já foram propostos com a finalidade de prever o grau de compactação do solo ao redor de estacas cravadas. Esses métodos podem ser classificados em dois grandes grupos:

- 1) métodos que prevêm a variação do grau de compactação ao redor de uma estaca em função da distância ao eixo, sendo que no caso de uma malha de estacas deve-se superpor os efeitos das diversas estacas;
- 2) métodos que prevêm o grau de compactação médio do solo em uma malha de estacas.

Segundo o autor, pode-se ainda dividir os métodos em analíticos (baseados em modelos e representações da compactação do solo) e empíricos (baseados em análises de dados de campo). Ainda segundo o autor, alguns métodos avaliam a melhoria através da variação da densidade relativa, enquanto outros a consideram através do aumento no valor do ângulo de atrito da areia.

O autor destaca alguns métodos de previsão do acréscimo do N_{SPT} devido à cravação de estacas e propõe uma nova equação de previsão do efeito da compactação. Esta equação é baseada na compatibilidade entre o volume da estaca e a variação do volume de vazios do solo e em uma hipótese sobre a forma da superfície de aumento da compacidade ao redor da estaca, que mostra-se semelhante à forma de um sino.

2.1.5.2.1 – Método de Alves (ALVES, 1998)

ALVES (1998) propôs um método de projeto de fundações superficiais em solo granular fofo melhorado por estacas de compactação, dispostas em malha quadrada, que consiste em:

- 1) determinar o espaçamento das estacas e/ou previsão do N_{SPT} final;
- 2) previsão das propriedades de deformação do solo melhorado;
- 3) estimativa dos recalques das fundações superficiais assentes no terreno melhorado.

Este método é baseado em resultados de sondagens realizadas antes e após a cravação de estacas de compactação na cidade de Recife/PE.

Segundo o autor, a redução na porosidade do solo devido à cravação de uma estaca, em um ponto situado a uma dada distância da estaca, é igual a:

$$\Delta n = \frac{1}{8} n_o^2 e^{-\frac{1}{2} \frac{r^2 n_o^2}{d^2}} \quad (2.1)$$

Sendo:

Δn = redução na porosidade do solo;

r = distância à estaca;

d = diâmetro da estaca;

n_o = porosidade inicial do terreno.

No caso de uma malha de estacas, os efeitos se superpõem entre duas estacas.

Conhecendo-se Δn , calcula-se o acréscimo da densidade relativa (D_r) ao redor da estaca e, através de alguma correlação $N_{SPT} \times D_r$, o acréscimo de N_{SPT} .

A partir do modelo representado pela Equação (2.1), associado à correlação $N_{SPT} \times D_r$ desenvolvida por GIBBS e HOLTZ (1957), o autor propõe um ábaco destinado ao projeto de uma malha quadrada de estacas e/ou previsão do N_{SPT} final, conforme mostrado na Figura 2.12, onde s é o espaçamento (de eixo a eixo) das estacas e d é o diâmetro das estacas.

O ábaco admite como índice de vazios máximo e mínimo os valores de 0,9 e 0,5, respectivamente. Valores intermediários de $N_{original}$ podem ser interpolados, sendo que para um mesmo valor de $N_{original}$, o valor adequado de σ_v' deve ser considerado para a escolha de uma curva na faixa entre 30 e 70kN/m² (ALVES *et al.*, 2000).

Para previsão dos recalques de fundações no terreno melhorado, ALVES (1998) estudou algumas provas de carga realizadas em solo arenoso fofo na cidade de Recife/PE. Segundo o autor, o módulo de elasticidade do solo pode ser correlacionado com o N_{SPT} pela equação:

$$E = \alpha N_{SPT} \quad (2.2)$$

Segundo ALVES *et al.* (2000), o valor de α situa-se em uma faixa relativamente ampla, entre 1,5 e 3,0, sendo o valor mais baixo correspondente a solos arenosos e o valor mais alto a solos finos. Ainda segundo os autores, o valor 2,5 é freqüentemente encontrado em areias finas ou siltosas ou argilosas.

A partir do valor de α , e após a previsão do N_{SPT} final médio pelo modelo proposto pelo autor, pode-se estimar o módulo do terreno melhorado (E) em MPa, a partir da Equação 2.2.

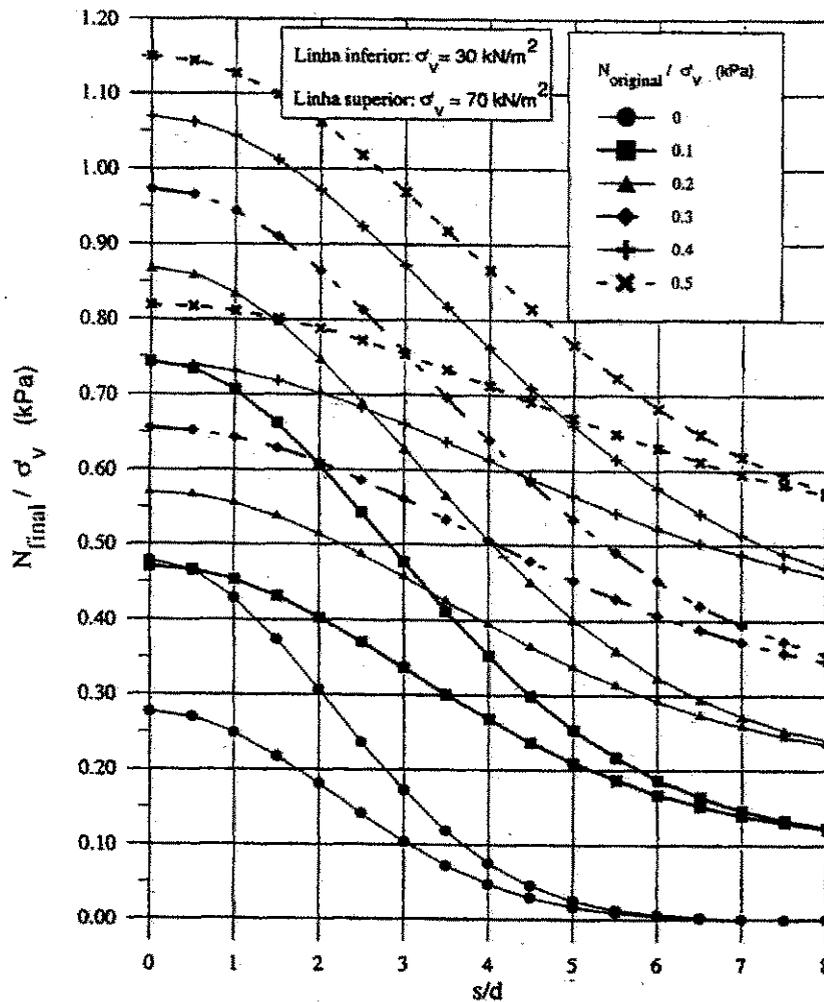


Figura 2.12 – Ábaco para projeto da malha (ALVES, 1998).

Para estimar o módulo de elasticidade das estacas, ALVES (1998), com o auxílio do programa PROGEO (LOPES, 1998) que emprega o Método dos Elementos

Finitos no cálculo de tensões e deformações de problemas planos ou axissimétricos, retroanalisou provas de carga realizadas no terreno melhorado. Segundo o autor, o módulo das estacas tem um valor em torno de 500MPa. O mesmo acredita que esse valor, relativamente alto para uma estaca granular, deve-se à adição de cimento, freqüentemente feita na prática de Recife, nas obras em que o solo a ser melhorado contém finos. O autor atribui um valor de 100MPa para estacas executadas sem adição de cimento.

Também, através do programa PROGEO, o autor estimou o módulo de elasticidade equivalente da camada melhorada. Os resultados desta análise encontram-se resumidos nos ábacos das Figuras 2.13 e 2.14, considerando as duas possibilidades de módulo de elasticidade da estaca.

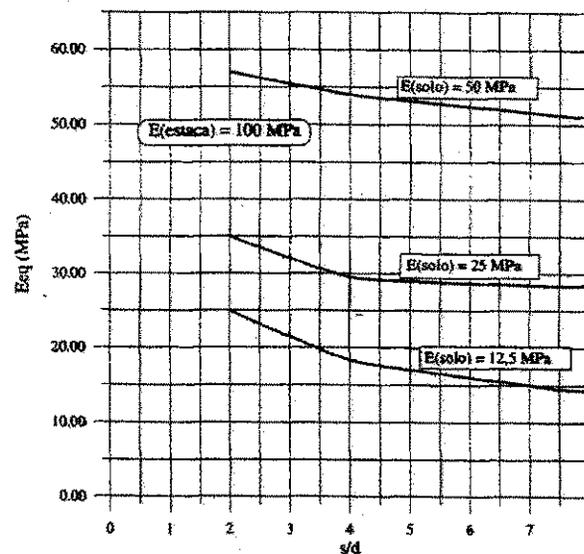


Figura 2.13 – Ábaco para cálculo do módulo equivalente para $E_{estaca} = 100\text{MPa}$ (ALVES, 1998).

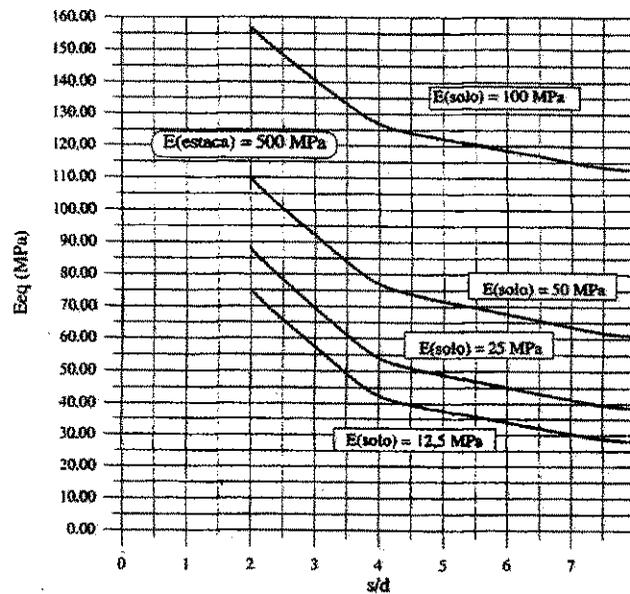


Figura 2.14 – Ábaco para cálculo do módulo equivalente para $E_{estaca} = 500\text{MPa}$ (ALVES, 1998).

Segundo o autor, pode-se estimar os recalques (imediatos, ou a longo prazo, incluindo adensamento, quando houver camada argilosa subjacente) da fundação a partir do módulo de elasticidade equivalente da camada melhorada. Ainda segundo o autor, os recalques instantâneos podem ser calculados pela equação proposta por BURMISTER (1943), que fornece o recalque de uma placa circular flexível de raio r submetida a uma pressão uniforme q assente sobre duas camadas de solo cujos módulos de elasticidade são, respectivamente, E_1 e E_2 , sendo h_1 a espessura da camada superior:

$$w = \frac{1,5qr}{E_2} F_w \quad (2.3)$$

Onde F_w é função das relações E_2/E_1 e r/h_1 , obtido no ábaco da Figura 2.15.

Ainda segundo o autor, esta solução é baseada na hipótese do meio deformável semi-infinito, portanto, indicada quando a espessura da segunda camada é grande, comparada à largura da fundação.

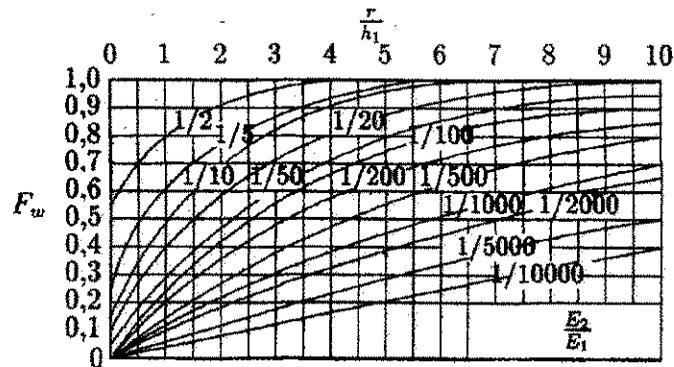


Figura 2.15 – Coeficientes F_w (BURMISTER, 1943 *apud* ALVES, 1998).

No cálculo do recalque por adensamento de camadas argilosas (situadas abaixo da camada arenosa melhorada), o autor sugere a utilização da Tabela 2.1 desenvolvida por FOX (1948), que fornece o acréscimo de tensão vertical e horizontal na camada inferior menos rígida, como percentagem da tensão aplicada por uma placa circular na superfície, onde r é o raio da placa, h é a espessura da camada superior mais rígida, E_1 é o módulo de elasticidade da camada superior e E_2 é o módulo de elasticidade da camada inferior.

2.1.5.3 – Outros Aspectos Importantes

De acordo com MITCHELL & SOLYMAR (1984), MITCHELL (1986), SOLYMAR *et al.* (1984) e SOLYMAR *et al.* (1986), as propriedades de solos puramente arenosos continuam melhorando durante várias semanas e meses após a compactação inicial, sem qualquer mudança de volume. Ainda segundo os autores, todos os detalhes das reações responsáveis por este comportamento ainda não são conhecidos. Acredita-se que a dissolução e precipitação de sílica e quartzo em formas amorfas, conduzindo a uma cimentação, podem ser os maiores responsáveis por este comportamento.

De acordo com GUSMÃO FILHO (1995; 1998), o controle antes da execução deve ser feito com base na granulometria e compactidade inicial (N_{SPT}) da camada arenosa a ser melhorada. Ainda segundo o autor, durante a execução deve-se exercer controle sobre os dados de cravação que incluem, entre outros, o local da execução, profundidade atingida, equipamento e energia utilizados, quantidade de material injetado na base e fuste, etc. O controle após a execução deve ser feito através de sondagens a percussão e, eventualmente, provas de carga.

Tabela 2.1 – Acréscimo de tensões na camada inferior de um sistema de duas camadas (FOX, 1948, apud ALVES *et al.*, 2000).

$\frac{E_1}{E_2}$	σ_z				$\sigma_z - \sigma_r$			
	1	10	100	1000	1	10	100	1000
Profundidade abaixo da interface	$\frac{r}{h} = 1/2$				$\frac{r}{h} = 1/2$			
0	31,0	10,5	2,41	0,51	0,00	0,00	0,00	0,00
h	14,1	6,3	1,83	0,45	11,5	4,32	0,96	0,16
$2h$	6,4	3,67	1,36	0,38	5,9	3,03	0,91	0,18
$3h$	3,46	2,35	1,05	0,33	3,32	2,08	0,79	0,19
$4h$	2,12	1,61	0,83	0,29	2,07	1,37	0,66	0,18
	$\frac{r}{h} = 1$				$\frac{r}{h} = 1$			
0	72,2	30,5	8,2	1,90	0,00	0,00	0,00	0,00
h	43,7	21,7	6,8	1,72	33,1	14,2	3,41	0,59
$2h$	22,5	13,6	5,25	1,51	20,2	11,0	3,47	0,74
$3h$	12,8	8,9	4,09	1,33	12,1	7,8	3,05	0,77
$4h$	8,1	6,2	3,26	1,17	7,8	5,7	2,61	0,75
	$\frac{r}{h} = 2$				$\frac{r}{h} = 2$			
0	102,5	67,7	24,9	6,7	0,00	0,00	0,00	0,00
h	86,9	57,6	22,5	6,3	52,6	32,0	9,9	1,96
$2h$	59,6	42,1	18,6	5,7	48,3	31,7	11,6	2,68
$3h$	39,6	30,2	15,0	5,10	35,3	25,4	10,9	2,86
$4h$	27,1	22,0	12,2	4,54	25,7	19,6	9,6	2,86

2.2 – Mecanismo de Transferência de Carga em Fundações Mistas

2.2.1 - Generalidades

Fundações mistas são aquelas compostas por dois elementos, um vertical e um horizontal. A transferência das cargas estruturais ao solo se faz por três maneiras: ao longo do fuste e da ponta do elemento vertical, como nas estacas convencionais, e também pelo seu topo, como nas fundações rasas (DÉCOURT, 1994a). Pode-se citar o radier estaqueado, a estapata e a estaca-T como exemplos desse tipo de fundação.

Segundo TEIXEIRA (1996), a técnica de radier estaqueado foi desenvolvida por ZEEVAERT (1957) com o objetivo de reduzir, até um certo valor desejado, os recalques de uma fundação por radier mediante a implantação de um determinado número de estacas para apoio parcial do mesmo.

Ainda segundo o autor, este sistema misto de fundação só pode ser efetivo quando o solo de apoio do radier (ou das sapatas ou blocos) possuir adequada capacidade de suporte, para que poucas estacas sejam suficientes para reduzir os recalques a limites admissíveis. Este sistema de fundação consiste em se compatibilizar os recalques da sapata (ou do bloco de coroamento das estacas) com os recalques do grupo de estacas, uma vez que a fundação por sapata é menos rígida do que a rigidez do grupo de estacas.

De acordo com DÉCOURT (1994a), a Estaca-T constitui-se numa aplicação da teoria dos radiers estaqueados de grande utilidade prática, pois, tirando-se proveito das características de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade do solo situado imediatamente sob o elemento horizontal, permite reduções até 50% nos custos e até

70% nos prazos de execução quando comparados a soluções convencionais em fundações profundas.

Ainda segundo o autor, o requisito básico para o sucesso desse tipo de fundação é que o terreno sob o topo tenha características de resistência e de compressibilidade superiores a um certo mínimo. Geralmente, solos com valores de N_{eq} (N equivalente do SPT-T) iguais ou superiores a dez, permitirão a utilização vantajosa de Estacas-T. N_{eq} é definido como $T \text{ (kgf.m)}/1,2$ (DÉCOURT, 1994b).

Tratando-se de um problema de fundação mista, deseja-se basicamente determinar os percentuais da carga total a serem transferidos ao solo pelo elemento horizontal e pelo elemento vertical, assim como a rigidez do conjunto (k_f) – relação entre a carga aplicada ao elemento de fundação e o recalque nele produzido (DÉCOURT, 1994a).

RANDOLPH (1983), *apud* RANDOLPH (1994), propôs um método que considera separadamente a rigidez do grupo de estacas (k_p) e a rigidez do radier ou bloco (k_r), baseado na utilização de fatores de interação entre a(s) estaca(s) e o bloco, (α_p).

DÉCOURT (1994a) afirma que a consideração do bloco de coroamento de um grupo de estacas pouco altera o valor calculado de sua rigidez. Porém, a carga transferida é reduzida na proporção da carga absorvida pelo bloco. No caso de radier ou fundações rasas, a inclusão de algumas poucas estacas aumenta substancialmente a rigidez da fundação.

2.2.2 – Estaca Isolada

Sabe-se que uma estaca isolada submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação, parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta; ou seja, a capacidade de carga (Q_u) corresponde à soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral (Q_s) e pela ponta (Q_p):

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (2.4)$$

Sendo:

$$Q_s = q_s A_s$$

$$Q_p = q_p A_p$$

Sendo:

q_s = tensão de cisalhamento ao longo do fuste da estaca;

q_p = tensão normal ao nível da base da estaca;

A_s = área lateral da estaca;

A_p = área da seção transversal da ponta da estaca.

Portanto:

$$Q_u = q_s A_s + q_p A_p \quad (2.5)$$

No caso específico de solos arenosos:

$$q_p \cong N_q x \sigma'_{vo} \quad (2.6)$$

Sendo:

N_q = fator de capacidade de carga (função do ângulo de atrito ϕ do solo);

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva atuante ao nível da ponta da estaca.

e,

$$q_s = \sigma'_n \operatorname{tg} \delta = k \sigma'_{vo} \operatorname{tg} \delta \quad (2.7)$$

Sendo:

σ'_n = tensão normal efetiva atuando ao redor do fuste da estaca;

δ = ângulo de atrito entre a estaca e o solo;

k = coeficiente de empuxo, relação entre a tensão normal efetiva σ'_n e a tensão vertical efetiva σ'_{vo} .

O valor de k pode ser estimado em função do coeficiente de empuxo em repouso k'_o , do processo de execução da estaca e do índice de densidade inicial da areia.

Segundo FLEMING *et al.* (1992), *apud* DÉCOURT *et al.* (1998), k pode ser estimado por:

$$k \approx N_q / 50 \quad (2.8)$$

Para estaca de deslocamento, de concreto armado e de seção circular, k varia entre aproximadamente 1,0 e 1,5, com o valor médio em torno de 1,2. O ângulo δ pode ser admitido como sendo, em primeira aproximação, igual a ϕ'_{cv} (ângulo de atrito interno obtido a volume constante).

No caso específico de estaca de deslocamento, a carga equivalente à ruptura convencional (carga correspondente a uma deformação do seu topo de 10% do seu diâmetro) é pouco inferior à carga correspondente à ruptura física. Portanto, nesse caso, a diferença entre a ruptura convencional e a ruptura física tende a ser relativamente pequena.

O atrito lateral entre a estaca e o solo desenvolve-se plenamente para deformações pequenas, enquanto a reação de ponta necessita de deformações muito maiores para mobilizar-se.

Segundo DÉCOURT (1994b), nas estacas de deslocamento a ruptura física pode ocorrer em provas de carga levadas até deformações da ordem de dezenas de milímetros. Porém, para as estacas escavadas a ruptura física é raramente alcançada, pois as deformações envolvidas são muito elevadas, da ordem de grandeza dos diâmetros das estacas, isto é, centenas de milímetros.

2.2.3 – Grupos de Estacas

Tratando-se de grupos de estacas, a capacidade de carga do grupo, no caso de solos arenosos é bem superior à soma das capacidades de carga individuais das estacas. A capacidade de ponta não é muito afetada, porém o atrito lateral pode aumentar cerca de três vezes. Todavia, tanto no Brasil como no exterior, na prática, considera-se que a capacidade de carga de um grupo de estacas em areia seja dada pela soma das capacidades de carga das estacas isoladamente, pois é difícil a avaliação correta desse aumento de resistência. (VESIC, 1974).

No caso de estacas em argila, considera-se o grupo como sendo uma única estaca gigante, com perímetro definido pela linha passando pelas estacas externas do

grupo, e compara-se a capacidade de carga dessa estaca gigante com a soma das capacidades de carga das estacas consideradas individualmente e adota-se o menor entre esses dois valores.

Segundo DÉCOURT *et al.* (1998), é possível estabelecer ligações entre o recalque de um grupo de estacas e o de uma estaca isolada, através da relação de recalque (R_s), definida como o quociente entre o recalque do grupo de estacas, pelo recalque de uma estaca isolada submetida à carga média por estaca do grupo.

Para um grupo de estacas capeadas por um bloco rígido, a relação de recalque R_s não depende da configuração das estacas; depende apenas do número de estacas que compõem o grupo (DÉCOURT *et al.*, 1998).

Ainda segundo os autores, um outro índice utilizado é o fator de redução do grupo (R_G), também chamado fator de eficiência, definido como o quociente entre a rigidez do grupo pela soma das rigidezes individuais das estacas.

Para um grupo de n estacas:

$$R_s = nR_G \quad (2.9)$$

FLEMING *et al.* (1992) *apud* DÉCOURT *et al.* (1998), sugerem para um grupo de estacas a seguinte relação:

$$R_s = n^w \quad (2.10)$$

Onde w varia entre 0,4 e 0,6 na maioria dos casos, sendo 0,4 para estacas de atrito e 0,6 para estacas de ponta.

SENN JR. & CINTRA (1994) analisaram a distribuição de carga entre estacas e a parcela de carga transmitida diretamente ao terreno pelo bloco, através de provas de carga rápidas, realizadas *in situ*, sobre grupos de estacas escavadas.

Os autores analisaram o comportamento de grupos com espaçamento de três diâmetros de centro a centro e com quatro diferentes configurações: duas estacas, três estacas em linha, três estacas em triângulo, e quatro estacas em quadrado.

Segundo os autores, a parcela da carga total transmitida ao terreno pelos blocos, descontando-se o trecho inicial de acomodação, varia entre 15,5 e 22,5% nos grupos lineares, e 8 a 12,5% nos outros grupos (triângulo e quadrado).

De acordo com CHEN *et al.* (1993), *apud* SENNA JR. & CINTRA (1994), a rigidez do bloco diminui com o aumento do número de estacas. Porém, DÉCOURT (1994b) afirma que PHUNG (1993) conclui exatamente o contrário, isto é, para areias fofas, a rigidez do bloco é aumentada pela presença de estacas.

VAL e MELLO (1986) propuseram um método de cálculo que permite estimar os recalques de um grupo de estacas, levando-se em conta a capacidade do bloco de coroamento de transmitir diretamente ao solo uma parcela da carga oriunda da estrutura, baseado na associação de três técnicas relacionadas à estática de estaqueamentos, ao recalque de grupos de estacas e ao recalque de fundações diretas.

Baseando-se nas cargas, na geometria do problema, nas características elásticas dos materiais envolvidos e nos diagramas de transferência de carga entre as estacas e o solo, estimam-se o recalque do bloco, a carga das estacas e as pressões de contato na interface bloco/solo. O solo é tratado como um meio elástico, que pode ser estratificado, e o bloco é suposto infinitamente rígido.

Segundo os autores, o processo é iterativo e uma virtude marcante do método é que tanto equilíbrio quanto compatibilidade são atendidos após convergência das iterações, permitindo um refinamento que consistiria na consideração de flexibilidade do bloco, geralmente importante nas análises de radiers estaqueados.

2.3 – Provas de Carga sobre Placas

2.3.1 - Generalidades

A prova de carga sobre placa se constitui na maneira mais adequada para se determinar as características de deformação dos solos.

Este ensaio foi desenvolvido antes das conceituações da Mecânica dos Solos, aplicada empiricamente na tentativa de obtenção de informações sobre o comportamento tensão x deformação de um determinado solo de fundação (TEIXEIRA & GODOY, 1998). É normatizado pela NBR – 6489 – Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação, e, geralmente, é realizado utilizando-se uma placa rígida, com área não inferior a $0,5\text{m}^2$, que é carregada em estágios por meio de um macaco hidráulico reagindo contra uma cargueira, ou um sistema de estacas trabalhando à tração, ou tirantes. Cada novo estágio de carga só é aplicado após terem praticamente cessados os recalques do estágio anterior. O ensaio deverá ser levado até a ruptura do solo, ou até, pelo menos, atingir-se o dobro da tensão admissível presumida para o solo ou um recalque total de 25mm. Os resultados de uma prova de carga sobre placas são apresentados na forma de um gráfico tensão x recalque.

No Brasil é usual utilizarem-se placas circulares de ferro fundido ou aço com 0,80m de diâmetro. Algumas vezes são utilizadas placas quadradas ou circulares com

0,30m de lado ou diâmetro (BEZERRA, 2000), embora não atendam às exigências da NBR - 6489.

Recentemente DÉCOURT & QUARESMA FILHO (1996) propuseram a execução de provas de carga em placas de pequeno diâmetro, 5" (12,7cm).

2.3.2 – Efeito Escala

DÉCOURT & QUARESMA FILHO (1996), baseando-se inicialmente nas experiências de BRIAUD & JEANJEAN (1994) e posteriormente na análise de inúmeras provas de carga, afirmam que não existe o efeito escala desde que os recalques sejam normalizados pelo lado da placa carregada e as cargas (ou tensões) normalizadas pela carga (ou tensão) correspondente à ruptura convencional - 10% da largura equivalente da placa (B_{eq}). Sendo $B_{eq} = \sqrt{\text{área}}$. A curva normalizada é obtida indicando-se no eixo dos "Y" as tensões aplicadas normalizadas pela tensão de ruptura convencional e no eixo dos "X" os recalques medidos, normalizados por B_{eq} .

Já BRIAUD & JEANJEAN (1994), *apud* BRIAUD & GIBBENS (1999), mostraram que a curva normalizada tensão versus S/B, sendo S os recalques e B a largura da fundação, é única, em solos arenosos, para qualquer B (Ver Figura 2.16).

De uma forma geral, as curvas carga (ou tensão) x recalque devem ser apresentadas de forma adimensional, com as tensões normalizadas pela tensão de ruptura convencional ou física, e os deslocamentos normalizados pela largura da fundação. Para recalques compreendidos entre zero e 10% da largura da fundação, a curva carga x recalque é única, independe, portanto, das dimensões das fundações. DÉCOURT(1994b).

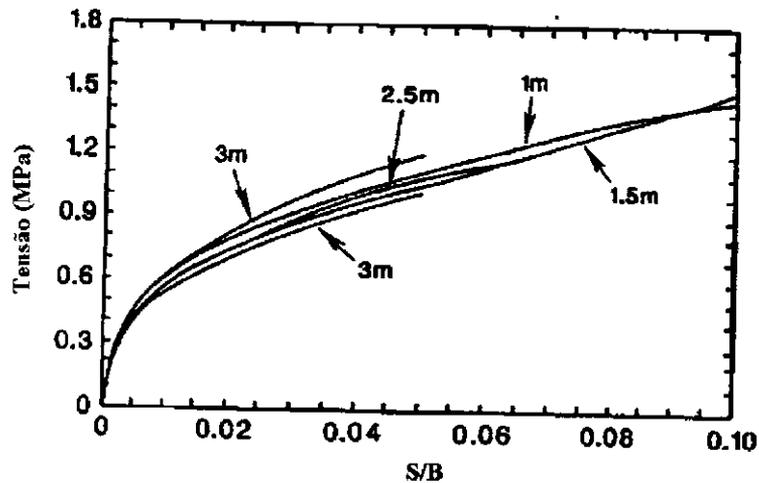


Figura 2.16 – Curva Tensão versus S/B para fundações de diferentes tamanhos (BRIAUD & GIBBENS, 1999).

2.3.3 – Critérios de Ruptura

Em ensaios de provas de carga estática, na imensa maioria dos casos, a ruptura física não ocorre, exigindo-se, então, a adoção de critérios de ruptura ou de extrapolação da curva obtida do ensaio para que essa situação limite seja configurada.

Existem vários critérios de ruptura adotados em todo o mundo. No Brasil, os mais utilizados são os critérios de MAZURKIEWICZ (1972) e o de VAN DER VEEN (1953).

DÉCOURT (1996) propôs um novo critério baseado no conceito de rigidez para se avaliar a carga de ruptura de uma fundação, tanto a ruptura física (Q_{uu}) - segundo DE BEER (1988) definida como a carga Q_u correspondente a $\Delta S/\Delta Q = \infty$, ou seja, quando a um dado aumento finito de carga ΔQ corresponde um aumento infinito de deformação - quanto à ruptura convencional (Q_{uc}), definida como a carga Q correspondente a 10% da

largura B da sapata ou do diâmetro d da estaca de deslocamento, e 30% no caso de estaca escavada.

Segundo o autor, o processo proposto apresenta algumas vantagens quando comparado aos tradicionais processos de extrapolação utilizados, porque, ao contrário dos métodos tradicionais que procuram por extrapolação atingir uma assíntota desconhecida e destituída de qualquer realidade física palpável, o gráfico de rigidez permite visualizar claramente a que distância se está da ruptura física, que por sua vez é definida de forma clara e precisa, por extrapolação linear ou logarítmica, como sendo o ponto de carga da curva $R \times Q$ correspondente à rigidez zero.

DÉCOURT (1996) define rigidez de uma fundação (R), a relação entre a carga a ela aplicada (Q) e o recalque (s) que ela provoca, ou seja, $R = Q/S$.

Segundo o autor, para qualquer tipo de fundação, geralmente a rigidez diminui à medida que os recalques aumentam.

A ruptura pode então ser definida como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo.

$$Q_u = \text{limite de } Q/S \text{ quando } S \rightarrow \infty \text{ e portanto } Q/S \rightarrow \text{zero.}$$

Na prática, colocam-se em um gráfico os valores de $R = Q/S$ em ordenadas e os valores de Q em abscissas, conforme mostrado na Figura 2.17. Se a prova de carga for conduzida até valores bem pequenos de R , uma extrapolação linear ou logarítmica irá fornecer uma boa estimativa da carga de ruptura física. Na maioria dos casos, a simples extrapolação linear é perfeitamente adequada.

Quanto menor a rigidez atingida no ensaio, mais acurada será a estimativa da carga de ruptura.

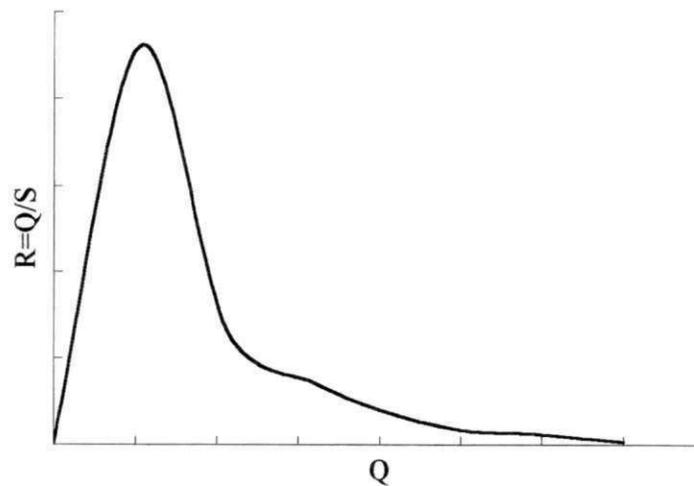


Figura 2.17 – Gráfico de rigidez.

No caso de estacas, designa-se por R a rigidez definida em função dos deslocamentos do topo da estaca e por R' , a rigidez definida em função dos deslocamentos da ponta da estaca.

O autor faz as seguintes observações:

- 1) As estacas de deslocamento permitem uma avaliação acurada da carga de ruptura física, desde que o ensaio seja levado até recalques elevados;
- 2) As estacas escavadas em geral, as sapatas e as fundações mistas, não têm, na prática, condições de terem suas rupturas físicas determinadas, visto que a curva $R \times Q$ tem uma assíntota sub-horizontal, de pequeno coeficiente angular. Porém, para um dado nível de carregamento, a distância da curva ao eixo das abscissas dará sempre uma idéia da “sobra” de resistência ainda disponível. Essa “sobra” de resistência é

em geral pequena e como as deformações necessárias à sua mobilização são muitíssimas elevadas, pouco interessa na prática conhecer a carga real de ruptura física, a não ser como uma referência, sendo mais que suficiente trabalhar-se com as cargas de ruptura convencionais.

- 3) O ponto da curva R x Q onde a mesma se torna sub-horizontal, indica, aproximadamente, quando a transferência de carga da estaca ao solo passa a se fazer apenas por ponta, já tendo ocorrido a mobilização plena do atrito lateral.

2.3.4 – Interpretação de uma Prova de Carga sobre Placa

As primeiras provas de carga sobre placa no Brasil foram executadas pelo IPT de São Paulo, as quais foram interpretadas de acordo com os critérios do Código de Obras da Cidade de Boston, USA (TEIXEIRA & GODOY, 1998).

Na interpretação dos resultados de uma prova de carga, deve-se atender aos critérios de ruptura e recalques, ou seja:

- Critério de recalque: $\sigma_{adm} \leq \sigma_x$, sendo σ_x = tensão que corresponde a um recalque “x” julgado admissível;
- Critério de ruptura: $\sigma_{adm} \leq \sigma^*/F$, sendo F um coeficiente de segurança, geralmente, igual a 2 (dois) e:

$\sigma^* = \sigma_r$, isto é, tensão de ruptura do solo, caracterizada pelo aumento incessante dos recalques sob tensão constante;

$\sigma^* = \sigma_\rho$, isto é, tensão que corresponde a um recalque ρ , julgado excessivo.

Nesse caso: $\sigma_{adm} \leq \begin{cases} \sigma_\rho = 25 \text{ mm} / F \\ \sigma_\rho = 10 \text{ mm} \end{cases}$

$\sigma^* = \sigma_{m\acute{a}x}$, isto é, tensão máxima aplicada na prova de carga, quando não se

alcança nenhum dos casos anteriores. Nesse caso: $\sigma_{adm} \leq \begin{cases} \sigma_{m\acute{a}x} / F \\ \sigma_\rho = 10 \text{ mm} \end{cases}$

CAPÍTULO 3

DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS, METODOLOGIA EMPREGADA E RESULTADOS OBTIDOS

3.1 - Generalidades

A campanha de ensaios foi realizada em um terreno na zona sul de Recife/PE, localizado na Rua Desembargador João Paes, esquina com a Rua Visconde de Jequitinhonha, s/n, Boa Viagem (Figura 3.1), onde serão construídos os Edifícios Antigua e Bonaire. As fundações serão do tipo superficial em sapatas, associadas a um melhoramento do terreno com estacas de compactação mistas de areia e brita e de argamassa, com comprimento médio de 9,0m.

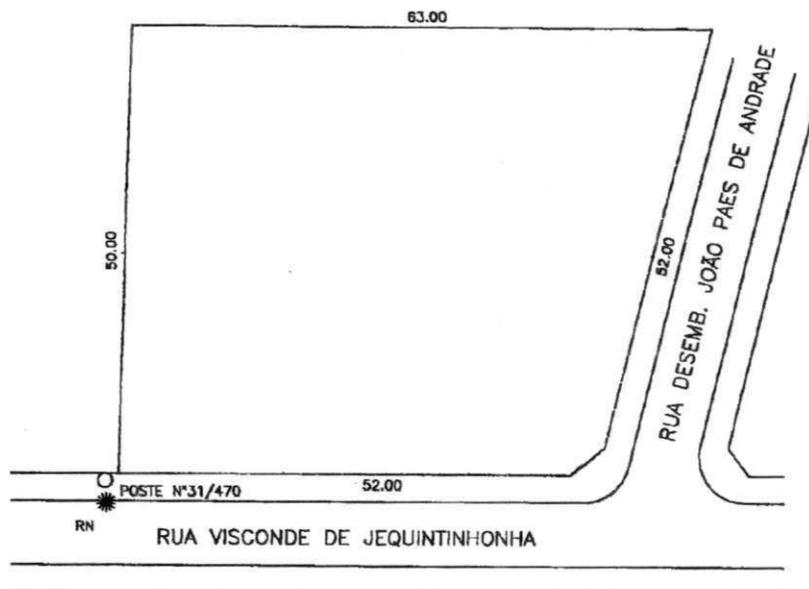


Figura 3.1 – Planta de localização do terreno estudado.

Para avaliar o comportamento do solo melhorado foram realizados ensaios de SPT e provas de carga sobre placas.

3.2 – Caracterização do Terreno Natural

Trata-se de um terreno preponderantemente arenoso, com compactidade variando de fofa a pouco compacta, existindo uma camada de argila orgânica siltosa, de consistência muito mole a mole, entre 3 e 5m de profundidade, conforme mostrado na Figura 3.2. O nível d'água encontra-se a 1m de profundidade.

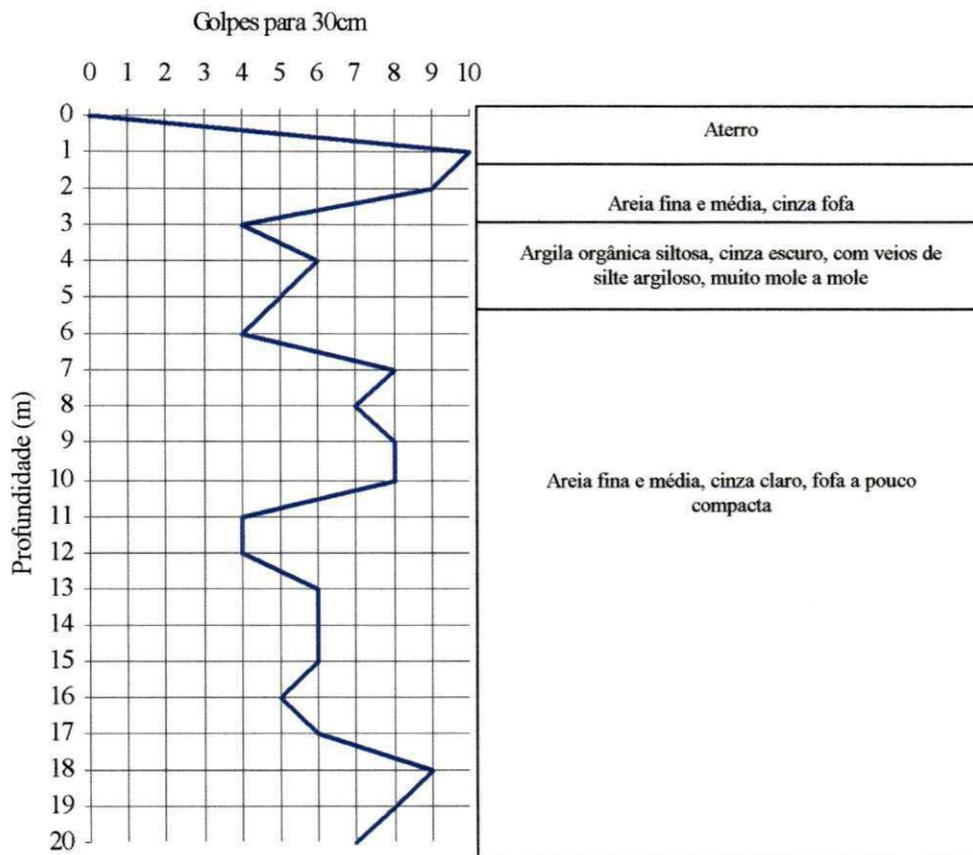


Figura 3.2 – Perfil do terreno natural.

3.3 – Processo de Execução do Melhoramento

No caso específico da obra onde a campanha de ensaios foi realizada, o melhoramento do terreno consistiu no uso de estacas de compactação mistas. Ou seja, estacas de pó de pedra e brita 50, com traço em volume de 1 (pó de pedra) : 3 (brita), foram executadas de acordo com o processo descrito no item 2.1.4.1 entre as cotas – 9,00m e –5,00m; em seguida, o tubo era recravado até a cota –6,00m e as estacas de argamassa com traço em volume de 1 (cimento) : 8 (areia) : 4 (brita 50) eram executadas até o nível do terreno, conforme mostrado na Figura 3.3.

O equipamento utilizado constava de um tubo metálico com 9m de comprimento e 320mm de diâmetro interno, cravado dinamicamente através da queda livre de um martelo de 18kN, caindo de uma altura de 3m (Ver Figura 3.4).

As estacas foram executadas segundo uma malha quadrada de 0,80m de lado na projeção das sapatas da lâmina, totalizando 850 estacas.

3.4 – Caracterização da Estrutura

Trata-se de uma estrutura aporricada de concreto armado, composta por duas torres com 27 (vinte e sete) lajes cada. Haverá um total de 15 (quinze) pilares na lâmina de cada torre e 46 (quarenta e seis) pilares na periferia. Não há subsolo projetado.

As sapatas foram dimensionadas para uma tensão de trabalho permanente de 450kPa e serão assentes na cota –1,50m.

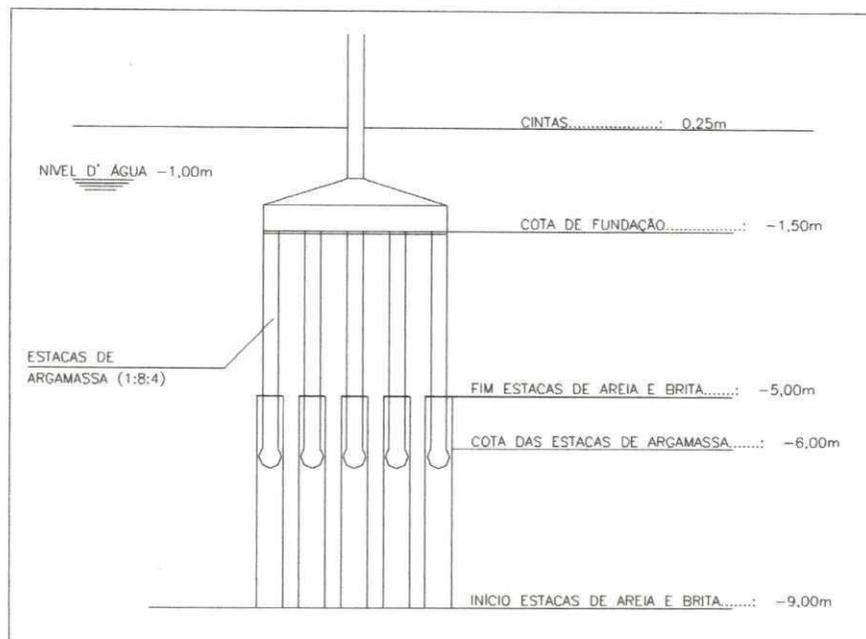


Figura 3.3 – Esquema das estacas de compactação da obra de Recife.



Figura 3.4 – Equipamento de execução das estacas de compactação.

3.5 - Provas de Carga Realizadas

3.5.1 – Generalidades

Para se avaliar o efeito do melhoramento, foram programadas 3 (três) provas de carga sobre placas: uma entre as estacas de compactação, uma sobre quatro estacas de compactação e uma sobre uma única estaca de compactação.

As provas de carga foram realizadas após o melhoramento do solo com estacas de compactação, e de acordo com a Norma NBR – 6489.

Foi necessária a realização de duas campanhas de ensaios, pois a primeira foi interrompida em virtude do sistema de reação não ter suportado as cargas aplicadas.

3.5.2 – Primeira Campanha de Ensaios

A primeira campanha de ensaios foi realizada em Agosto de 2000 no pilar P-10. Como nessa época as estacas de compactação ainda estavam sendo executadas, os ensaios eram iniciados no final do expediente, portanto realizados à noite, para que as vibrações causadas pelo processo executivo das estacas não interferissem nos resultados; porém, devido à demora na estabilização dos recalques, o tempo disponível para completar todo o ensaio não era suficiente.

3.5.2.1 – Primeira Prova de Carga (PC-1.1)

O ensaio foi realizado com uma placa de 0,45m de diâmetro, posicionada entre quatro estacas de compactação.

Teve-se que providenciar hastes para os extensômetros, para facilitar o posicionamento e leitura dos mesmos, assim como um pedaço de trilho, que serviu

como “prolongamento” do macaco até a viga pertencente ao sistema de reação (composto por quatro tirantes).

Colocou-se também uma rótula para garantir a verticalidade da carga, que era aplicada, em estágios, por meio de um macaco hidráulico com capacidade de 600kN, conforme Figura 3.5.

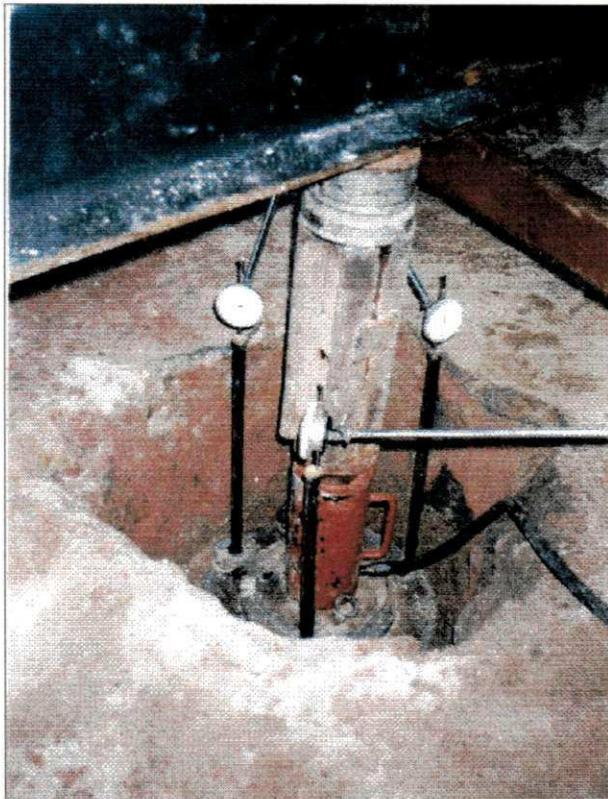


Figura 3.5 – Primeira prova de carga (PC-1.1).

A carga máxima ($P_{m\acute{a}x}$) prevista para esse ensaio era de 140kN. Inicialmente, os estágios correspondiam a 10% de $P_{m\acute{a}x}$, porém, devido à demora na estabilização dos recalques, optou-se por 20% de $P_{m\acute{a}x}$.

No quarto estágio, correspondente a 70kN, teve-se que parar o ensaio porque a execução das estacas iria recommear, e fez-se, então um descarregamento “prematureo”. Esse estágio de 70kN durou oito horas e mesmo assim os recalques não estabilizaram. A duração do ensaio foi de aproximadamente 15 (quinze) horas e conseguiu-se , apenas,

atingir metade da carga máxima prevista. O fato da obra não poder parar para a realização do ensaio, tornou-se um fator limitante no resultado do mesmo. Talvez essa seja a principal desvantagem de se fazer pesquisa em uma obra real.

A Figura 3.6 mostra a curva carga x recalque obtida desse ensaio.

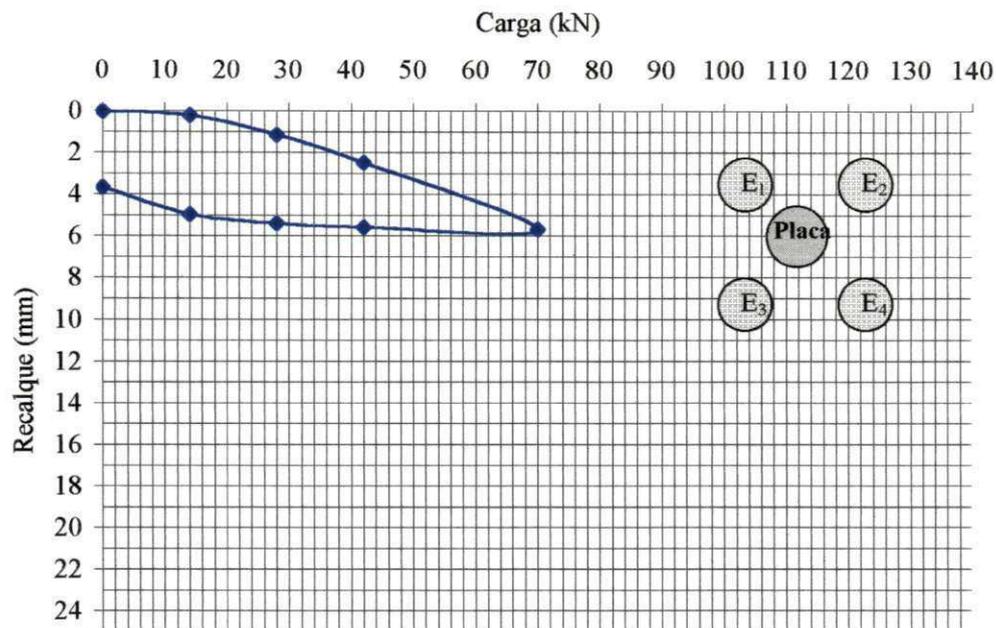


Figura 3.6 – Curva carga x recalque da PC-1.1.

Pode-se constatar, a partir da figura, que caso o ensaio não tivesse sido interrompido, certamente, seria possível chegar-se até a provável carga de ruptura, estipulada a priori em projeto.

3.5.2.2 – Segunda Prova de Carga (PC-2.1)

O ensaio foi realizado com uma placa quadrada 1m x 1m, posicionada sobre quatro estacas de compactação, porém, nos primeiros estágios de carga ocorreu o rompimento da ancoragem, como mostra a Figura 3.7.



Figura 3.7 – Rompimento da ancoragem.

É válido salientar as dificuldades na montagem desse ensaio, tais como: locomoção da placa de 1m x 1m; necessidade de “cortar” as cabeças das estacas para posicionar a placa sobre as mesmas e sobre o solo na profundidade exigida pela NBR-6489; além da colocação de hastes para possibilitar a leitura dos extensômetros, bem como de um trilho para “prolongamento” do macaco até a viga pertencente ao sistema de reação.

A Figura 3.8 mostra a curva carga x recalque obtida desse ensaio, que não foi concluído pois o sistema de reação não suportou os 320kN aplicados no quarto estágio, o que provocou a necessidade de uma segunda campanha de ensaios.

Como os níveis de cargas aplicadas e os recalques medidos encontram-se muito aquém dos previstos para o ensaio, nada se pode concluir a respeito deste.

Essa primeira campanha de ensaios serviu basicamente para a autora conhecer as dificuldades que se pode ter na execução desse tipo de ensaio, no que diz respeito à montagem do equipamento, adaptações, ou seja, improvisações geralmente necessárias

devido às condições do local, bem como o quanto à “resposta” do solo ensaiado e o tipo de obra influenciam o seu andamento.

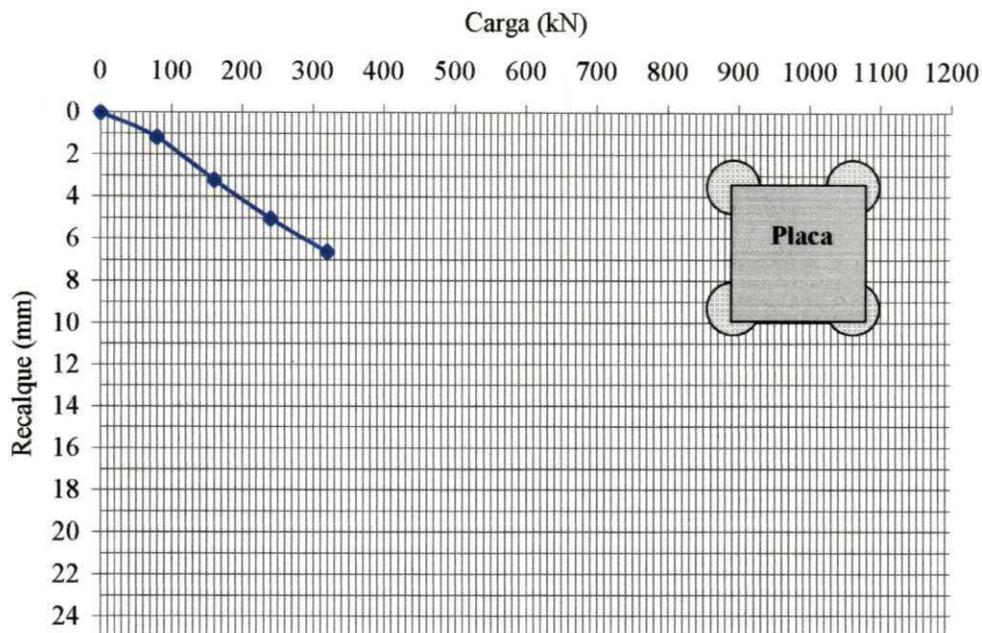


Figura 3.8 – Curva carga x recalque da PC-2.1.

3.5.3 – Segunda Campanha de Ensaios

A Segunda campanha de ensaios foi realizada em Outubro de 2000 no pilar P-8. Nessa época as estacas de compactação já haviam sido executadas, necessitava-se apenas dos resultados das provas de carga para que a execução das fundações em sapatas fosse liberada.

Dessa vez, os tirantes foram dimensionados para suportar as cargas previstas nos ensaios, isto é, máximo de 300kN por tirante (Ver Figura 3.9).

Os ensaios foram realizados a 1,20m de profundidade, pois o nível d’água do terreno não permitiu que o poço fosse cavado até a cota de assentamento das sapatas

(1,50m). Assim como na primeira campanha de ensaios, foram necessárias algumas improvisações para montagem dos mesmos.

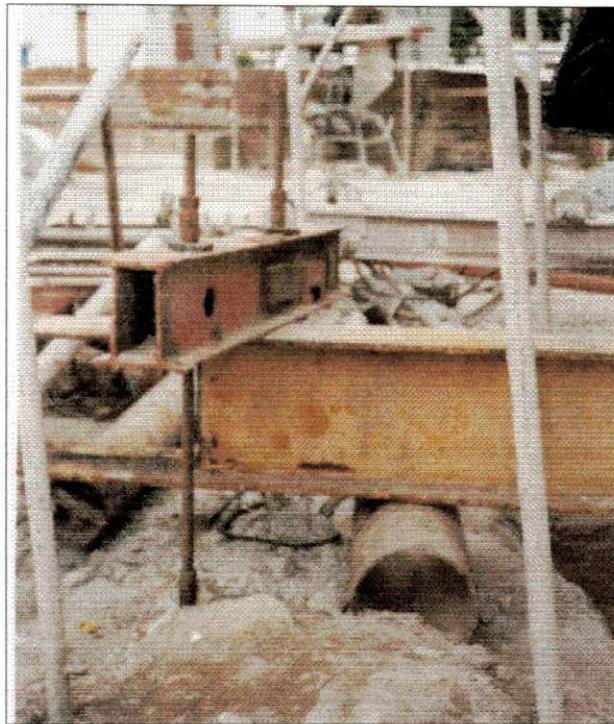


Figura 3.9 – Sistema de reação.

3.5.3.1 – Primeira Prova de Carga (PC-1.2)

O ensaio foi realizado com uma placa de 0,60m de diâmetro, posicionada entre quatro estacas (Ver Figura 3.10).

A carga máxima ($P_{máx}$) do ensaio (270kN) foi aplicada em 9 (nove) estágios. O quarto estágio, referente à 120kN, durou 8 (oito) horas e mesmo assim os recalques não estabilizaram; resolveu-se, então, estabelecer o tempo de 30 minutos como duração dos demais estágios.

Na passagem do quarto para o quinto estágio um elemento pertencente ao “prolongamento” do macaco rompeu, sendo necessário o descarregamento. A peça foi

imediatamente substituída, prosseguindo-se com o ensaio a partir do quinto estágio (150kN).



Figura 3.10 – Primeira prova de carga (PC-1.2).

Observou-se, conforme mostrado na Figura 3.11, o aparecimento de fissuras na massa de solo, próximo à placa, quando se aplicou a carga máxima prevista para o ensaio (270kN).

Na Figura 3.12, observa-se o comportamento da curva carga x recalque obtida desse ensaio, que mostra o comportamento apenas do solo submetido a um carregamento equivalente a duas vezes a carga admissível estipulada em projeto.

A descontinuidade da curva no ponto referente ao quinto estágio de carga (150kN), é decorrente do descarregamento seguido de um carregamento rápido de 150kN, no momento em que uma peça que fazia parte do “prolongamento” do macaco teve que ser substituída porque não suportou a carga aplicada na passagem do quarto para o quinto estágio.

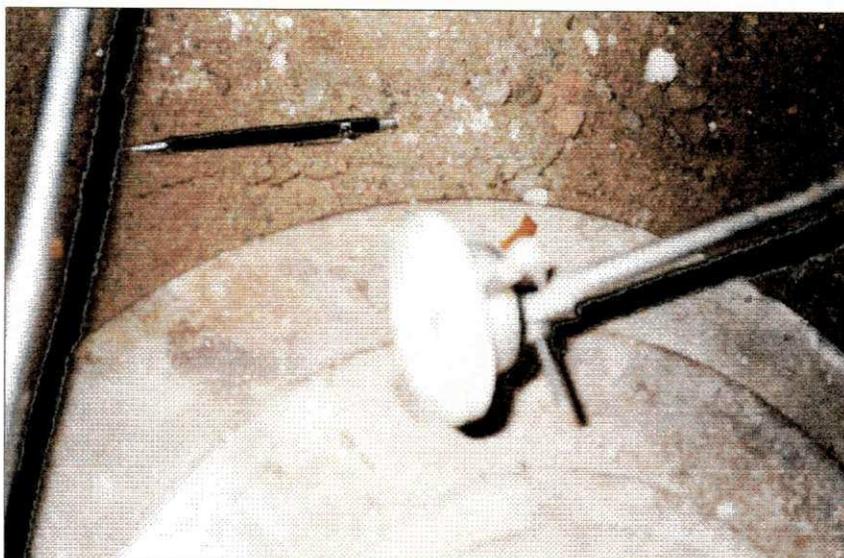


Figura 3.11 – Solo fissurado.

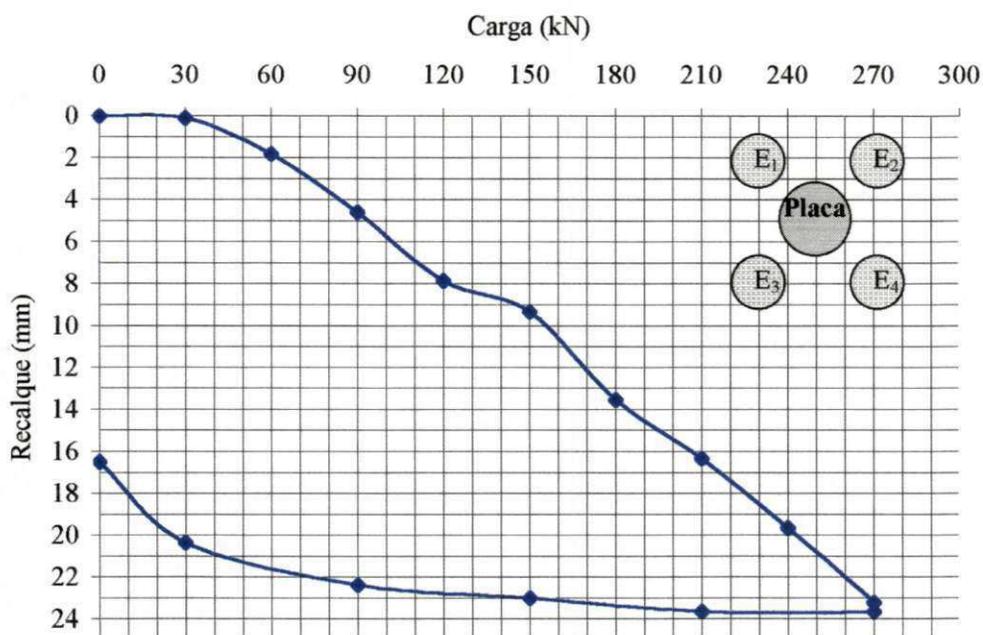


Figura 3.12 – Curva carga x recalque da PC-1.2.

3.5.3.2 – Segunda Prova de Carga (PC-2.2)

O ensaio foi realizado com uma placa quadrada de 1m x 1m, posicionada sobre quatro estacas de compactação (Figura 3.13).

A carga máxima prevista para esse ensaio era 1200kN. Utilizou-se, então, um macaco com capacidade de 2000kN, porém, com 623kN a viga pertencente à reação flambou, impossibilitando, assim, a continuação do ensaio.

A Figura 3.14, referente a esse ensaio, mostra o comportamento do conjunto solo + estacas, ou seja, simula o comportamento do solo melhorado quando solicitado.

Devido à flambagem da viga pertencente ao sistema de reação, só foi possível atingir cerca de 70% da provável tensão de ruptura do solo estipulada em projeto. Tinha-se por objetivo levar esse ensaio até 2,5 vezes a tensão admissível de projeto, isto é 1200kN.



Figura 3.13 – Segunda prova de carga (PC-2.2).

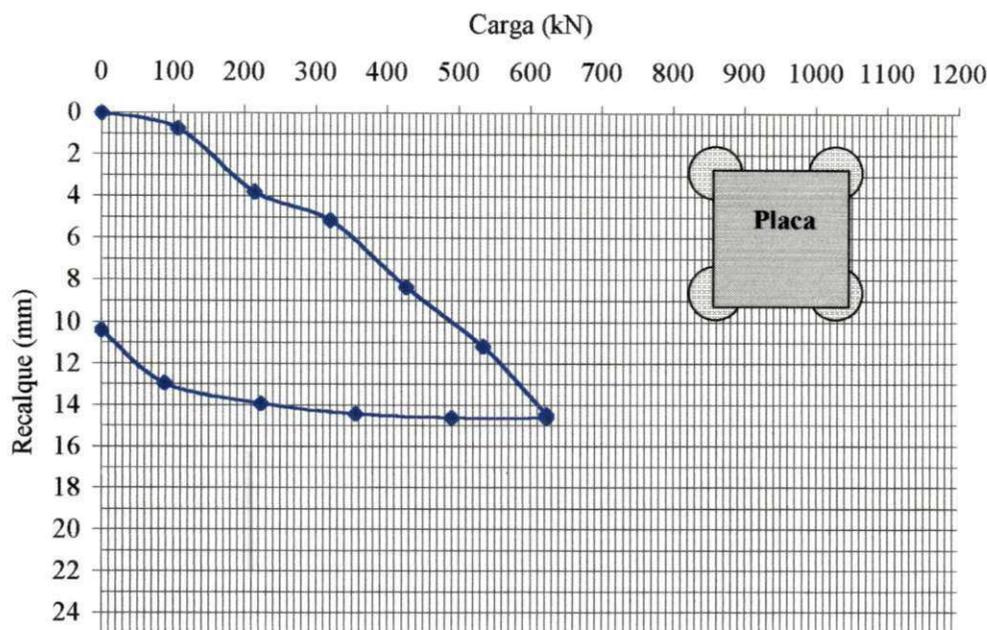


Figura 3.14 – Curva carga x recalque da PC-2.2.

3.5.3.3 – Terceira Prova de Carga (PC-3.2)

O ensaio foi realizado com uma placa de 0,30m de diâmetro, posicionada sobre uma estaca de compactação.

Alguns problemas surgiram no decorrer desse ensaio: primeiro tentou-se realizá-lo com o macaco de 2000kN, mas nos primeiros estágios de carga o macaco tombou (Figura 3.15a), pois a cabeça da estaca não estava nivelada. Resolveu-se então tentar nivelar a cabeça da estaca com pó de pedra e utilizar o macaco menor de 600kN (Figura 3.15b). Mesmo assim, um lado da placa recalcava muito mais do que o outro. Para não perder o ensaio novamente, contenções laterais foram improvisadas (Figura 3.16). No estágio de 300kN, após apenas 4 (quatro) minutos, a placa já apresentava um recalque de 32,47mm (Figura 3.17) e observou-se que, com 380kN os recalques aumentaram acentuadamente, caracterizando o esmagamento da cabeça da estaca (Figura 3.18),

impossibilitando, assim, a continuação do ensaio que tinha como objetivo analisar o comportamento carga x recalque apenas da estaca de compactação.



(a)



(b)

Figura 3.15 – PC-3.2 com o macaco de 2000kN (a) e com o macaco de 600kN (b).



Figura 3.16 – Adaptações para continuar com o ensaio.



Figura 3.17 – Afundamento da placa.



Figura 3.18 – Esmagamento da cabeça da estaca de compactação.

A Figura 3.19 mostra as curvas carga x recalque obtidas desse ensaio, que tinha como objetivo observar apenas o comportamento da estaca.

Como se vê, a curva obtida da prova de carga realizada com o macaco de 2000kN apresentava um bom comportamento até a paralisação do ensaio devido ao tombamento do macaco. Analisando-se o comportamento da curva obtida da prova de carga realizada com o macaco de 600kN, observa-se que para um mesmo carregamento, o recalque é muito maior quando comparado ao da curva obtida do ensaio realizado com o macaco de 2000kN.

Talvez o esmagamento da cabeça da estaca tenha acontecido no ensaio com o macaco de 2000kN ou no ensaio com a placa de 1m x 1m.

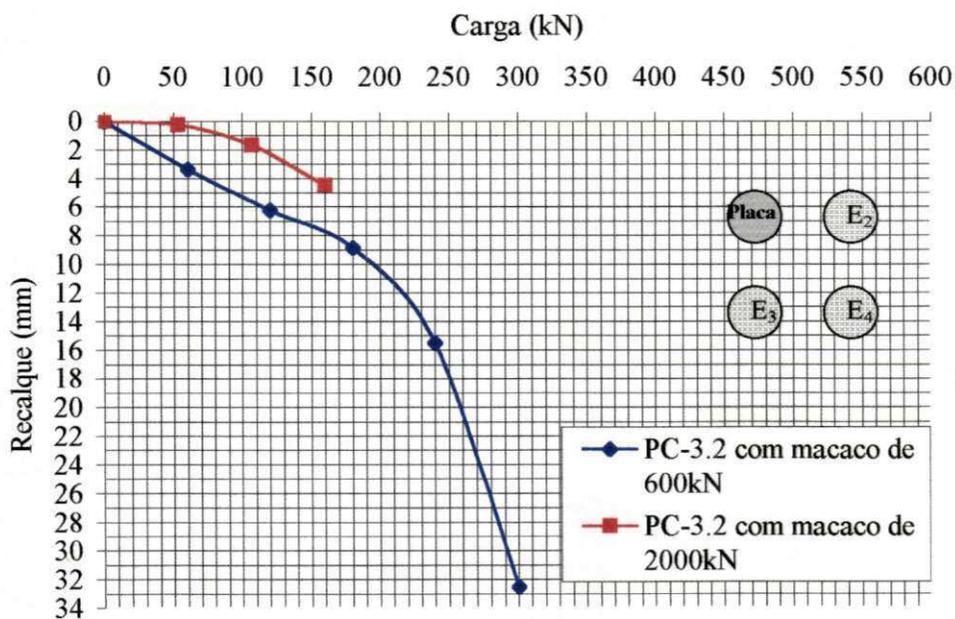


Figura 3.19 – Curvas carga x recalque da PC-3.2.

3.6 – Uma Tentativa de Obtenção da Curva Carga x Recalque do Solo Melhorado

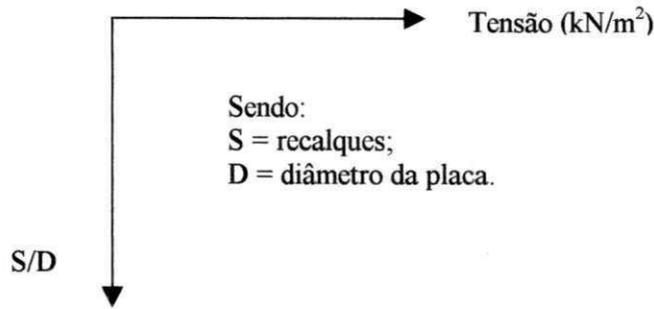
TEIXEIRA (1996), baseando-se nas experiências de DÉCOURT *et al.* (1995), mostrou que o diagrama carga x recalque de uma estaca-T, por compatibilização de recalques, corresponde à soma das parcelas de carga recebidas pela sapata e pela estaca, sendo a sapata menos rígida do que a estaca.

BRIAUD & JEANJEAN (1994), *apud* BRIAUD & GIBBENS (1999), mostraram que a partir da curva normalizada tensão versus S/B , sendo S os recalques e B a largura da fundação, pode-se obter a curva carga x recalque de uma outra fundação para qualquer B .

Então, acredita-se que a partir das curvas carga x recalque somente do solo e somente da estaca, pode-se, provavelmente, simular o mecanismo de transferência de carga de uma fundação de qualquer dimensão assente no solo melhorado, conforme sugestões de TEIXEIRA (1996) e BRIAUD & JEANJEAN (1994).

Partindo-se desses princípios, propõe-se, para simular a curva carga recalque do solo melhorado com estacas de compactação, a seguinte metodologia, baseada nas análises das provas de cargas realizadas no solo entre 4 (quatro) estacas, sobre 4 (quatro) estacas e na estaca, conforme descrito a seguir.

1) A contribuição do solo no carregamento global poderia ser obtida a partir da curva carga x recalque do ensaio com a placa posicionada apenas no terreno, extrapolando-a para uma placa cuja área correspondesse a parcela de solo solicitada pela fundação, isto é, com a curva carga x recalque da placa posicionada entre as quatro estacas de compactação, teríamos a seguinte curva normalizada:



2) Esta curva normalizada seria válida para placas de outras dimensões (Briaud & Jeanjean, 1994; apud Briaud & Gibbens, 1999). Isto é, a partir, por exemplo, de um ensaio realizado com uma placa de 60cm de diâmetro, pode-se extrapolar os resultados para uma placa quadrada de 1m x 1m da seguinte forma:

$$\frac{S_{60}}{D_{60}} \times D_{100} = S_{100}$$
$$\text{tensão} \times \text{área}_{(100 \times 100)} = Q_{100}$$

Sendo:

S_{60} = recalques verificados no ensaio com a placa de 60cm de diâmetro;

D_{60} = diâmetro da placa de 60cm;

D_{100} = diâmetro da placa de 1m x 1m;

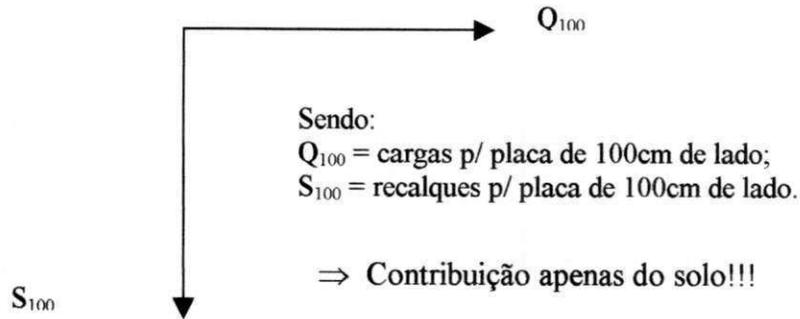
S_{100} = recalques para uma placa de 1m x 1m;

tensão = tensão aplicada no ensaio com a placa posicionada apenas no terreno (60 cm);

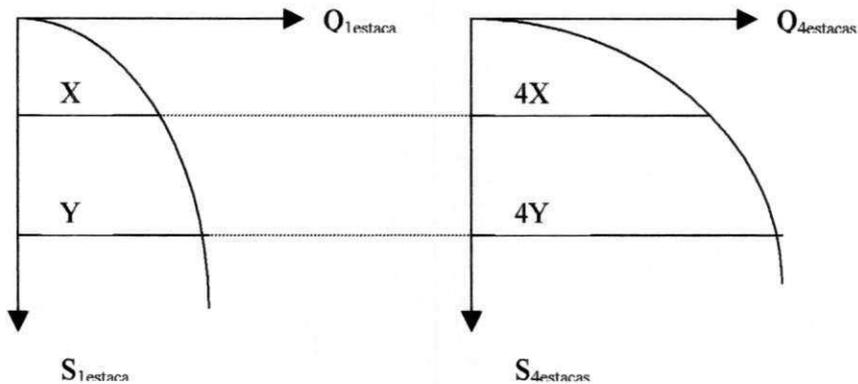
$\text{área}_{(100 \times 100)}$ = área da placa de 1m x 1m;

Q_{100} = cargas para a placa de 1m x 1m.

Obtendo-se assim a seguinte curva:



3) O efeito das estacas seria levado em conta através da curva carga x recalque do ensaio na estaca, multiplicado pelo número de estacas.



Sendo:

$Q_{1estaca}$ = cargas aplicadas no ensaio apenas na estaca;

$S_{1estaca}$ = recalques verificados no ensaio apenas na estaca;

$Q_{4estacas}$ = cargas aplicadas no ensaio apenas na estaca multiplicadas por quatro;

$S_{4estacas}$ = recalques correspondentes a quatro estacas.

4) Admitindo-se a placa como rígida, a curva carga x recalque da placa com 4 (quatro) estacas seria a soma, para um mesmo recalque, da curva do terreno com a curva de 4 estacas (Teixeira, 1996).

5) Essa curva simulada seria então comparada à curva da prova de carga realizada com a placa de 1m x 1m posicionada sobre quatro estacas de compactação.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 - Generalidades

Serão analisados apenas os resultados da segunda campanha de ensaios, haja visto que a metodologia proposta para simular o mecanismo de transferência de cargas no solo melhorado exige os comportamentos das curvas carga x recalque somente do solo, somente da estaca e do solo com a estaca, e na primeira campanha de ensaios obteve-se, apenas, o comportamento do solo.

4.2 – Análise da Rigidez

Utilizou-se o conceito de rigidez para tentar estimar a provável carga de ruptura de uma fundação em sapata assente sobre o solo melhorado, através das curvas carga x recalque obtidas.

A Figura 4.1 mostra o comportamento da curva R x Q (rigidez *versus* carga aplicada) do ensaio realizado apenas no solo e a Figura 4.2 mostra o comportamento da curva R x Q do ensaio realizado sobre o solo + estacas.

Observa-se, a partir destas, que não há possibilidade de se avaliar a ruptura, definida como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo, pois as curvas de ambas as figuras apresentam uma assíntota sub-horizontal de pequeno coeficiente angular, comportamento este característico de fundações em sapatas e mistas, conforme sugerido por DÉCOURT (1996).

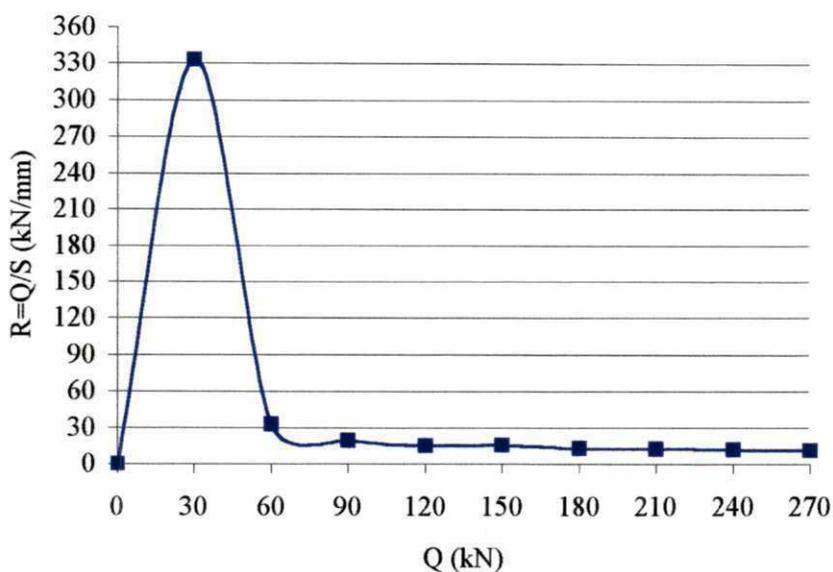


Figura 4.1 – Gráfico de rigidez apenas do solo.

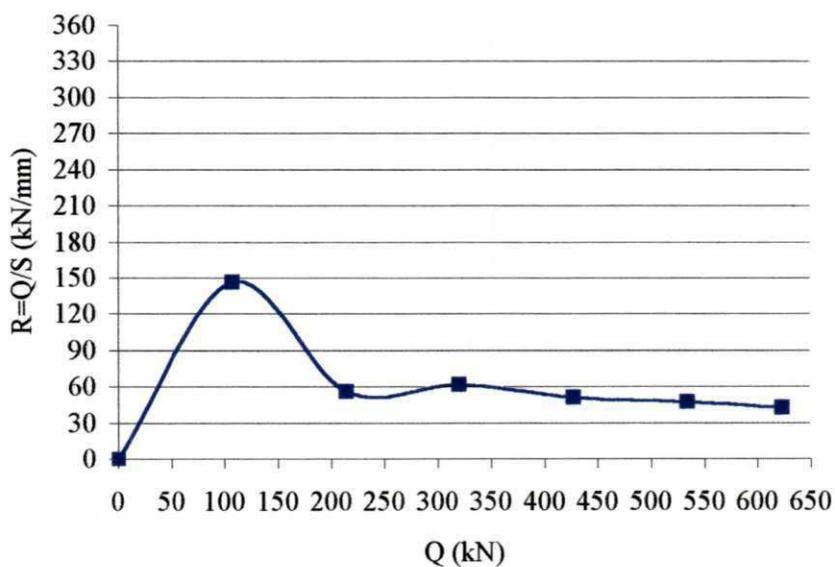


Figura 4.2 – Gráfico de rigidez do solo + estacas.

É possível, apenas, ter-se uma idéia da “sobra” de resistência ainda disponível através da distância da curva ao eixo das abscissas.

Analisando-se a rigidez de uma estaca de compactação, através do ensaio realizado apenas na estaca, observa-se da Figura 4.3 (a), que a estaca apresentava alguma rigidez até 160kN, porém, quando, por problemas já descritos anteriormente, teve-se que descarregá-la e ensaiá-la novamente, observa-se, conforme mostrado na Figura 4.3 (b), que a estaca já apresentava rigidez praticamente nula, confirmando assim o esmagamento da sua cabeça.

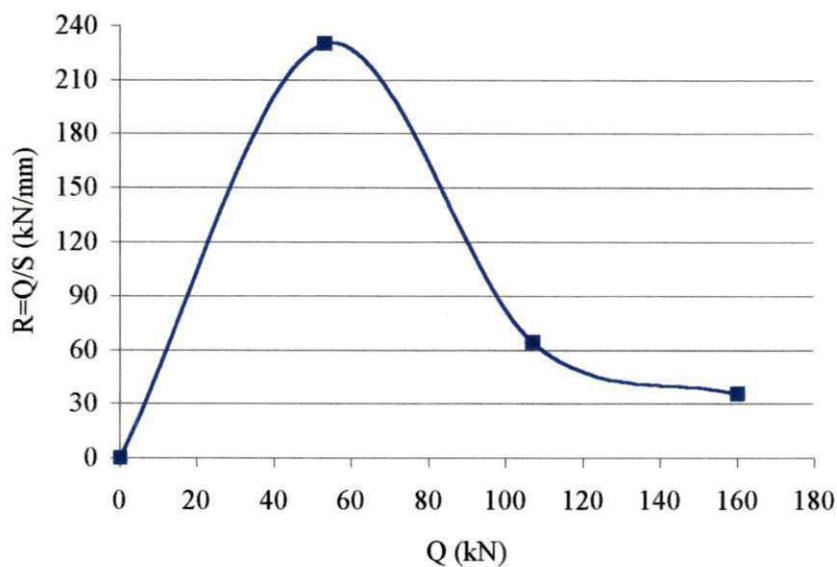


Figura 4.3 (a) – Gráfico de rigidez da estaca para um nível de carregamento inferior a 160kN.

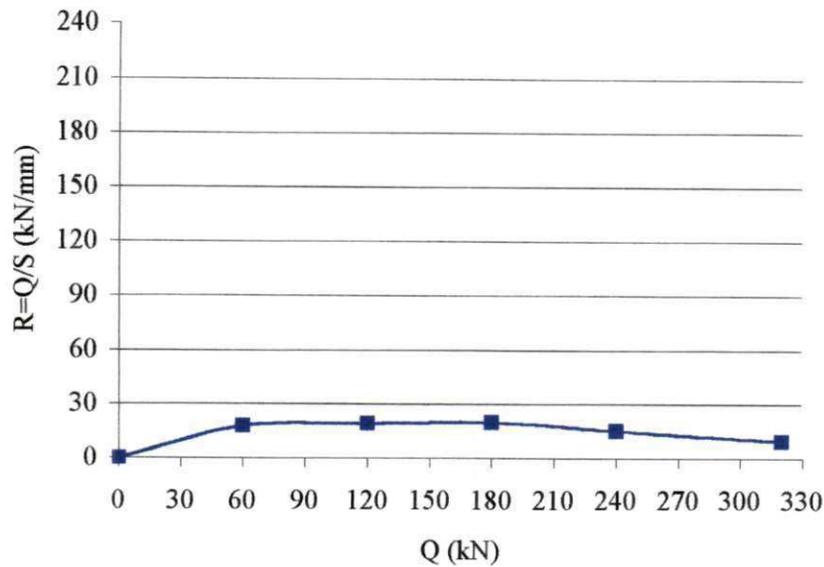


Figura 4.3 (b) – Gráfico de rigidez da estaca para um nível de carregamento superior a 160kN.

Comparando-se a Figura 4.3 (b) com a Figura 4.1, observa-se ainda que, para um nível de carregamento em torno de 150kN, a rigidez do solo e da estaca equivalem-se, ou seja, são aproximadamente iguais a 30kN/mm. Isso após o esmagamento da cabeça da estaca.

4.3 - Simulação da Curva Carga x Recalque do Solo Melhorado Através da Metodologia Proposta

Consideram-se, a seguir, duas hipóteses na tentativa de obtenção da curva carga x recalque do solo melhorado, isto é, supõe-se inicialmente que a rigidez da estaca é muito superior a rigidez do solo e, posteriormente, supõe-se que a estaca apresenta rigidez semelhante a rigidez do solo (conforme mostrado anteriormente através dos gráficos de rigidez).

Considerando-se que a curva carga x recalque obtida do ensaio com a placa de 1m x 1m representa o comportamento de uma sapata isolada assente no solo melhorado,

e que a rigidez das estacas de compactação é muito maior que a rigidez do solo, obtiveram-se as curvas da Figura 4.4 de acordo com a metodologia proposta no Item 3.6, observando-se o seguinte:

- 1) contribuição do solo → curva obtida a partir da curva normalizada da prova de carga realizada apenas no solo com a placa de 60cm, extrapolando-a para uma placa de 1m^2 , menos $0,283\text{m}^2$ (área correspondente a quatro estacas de compactação), ou seja, $0,717\text{m}^2$. Esta área corresponde a uma placa circular com aproximadamente 96cm de diâmetro ou uma placa quadrada com 85cm de lado. Como a forma da placa praticamente não exerce influência nos resultados, adotou-se a placa circular;
- 2) curva das estacas → obtida multiplicando-se a curva carga x recalque do ensaio em uma estaca por quatro;
- 3) curva simulada → por compatibilização de recalques, seria a soma da contribuição do solo mais a contribuição das estacas, ou seja, a curva obtida da soma, para um mesmo recalque, da curva do solo mais a curva das quatro estacas.

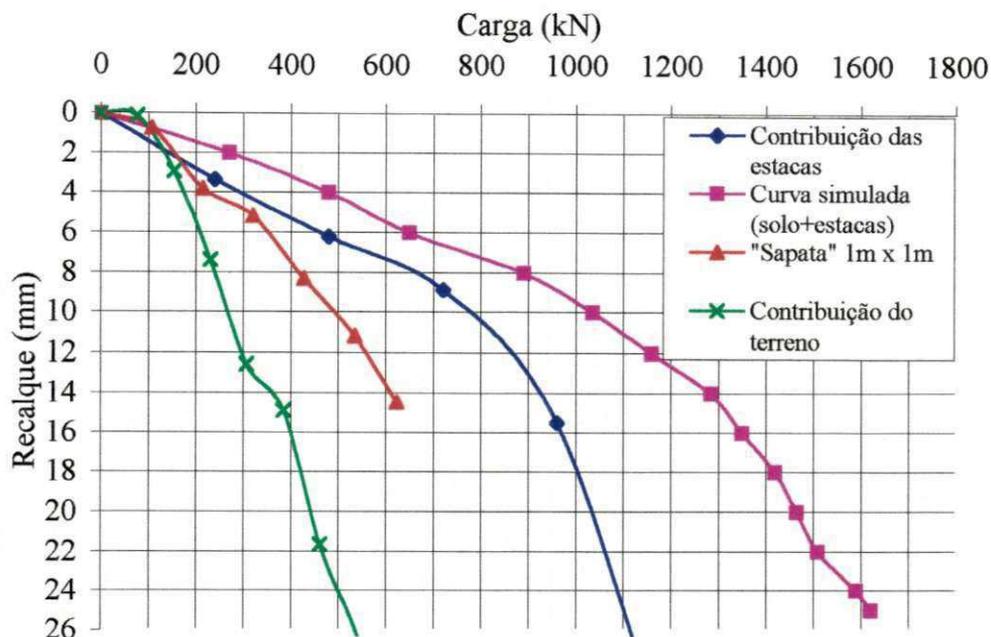


Figura 4.4 – Curvas obtidas da metodologia proposta.

Analisando-se as curvas da Figura 4.4, observa-se que, para um nível de carregamento muito pequeno, isto é, inferior a 100kN, a curva simulada se aproxima muito da curva da sapata que, por sua vez, é praticamente coincidente com a curva do solo. Para esta faixa de carga a curva das estacas é sempre inferior às demais, indicando uma menor rigidez das estacas neste intervalo e, portanto, uma pequena contribuição das estacas quando comparada com a contribuição mais relevante do solo melhorado.

A partir de 100kN e até, aproximadamente, 800kN, observa-se que a curva simulada é defasada da curva das estacas de cerca de 200kN, indicando ser esta a contribuição do solo na absorção do carregamento global. De fato, a partir de 100kN a rigidez do solo sofre uma queda acentuada, ilustrada pelo aspecto verticalizado da curva designada como contribuição do terreno.

Após 800kN, a curva simulada volta a crescer de forma mais significativa, distanciando-se da curva das estacas, o que indica o início do comportamento plástico

das estacas, passando a carga a ser transferida mais intensamente para o solo, que passa, então, a contribuir com cerca de 500kN da carga global.

Admitindo-se, agora, que a rigidez das estacas é aproximadamente igual à rigidez do solo e, lembrando-se que o diâmetro das estacas é 0,30m e o espaçamento entre elas é 0,80m, tem-se o esquema mostrado na Figura 4.5.

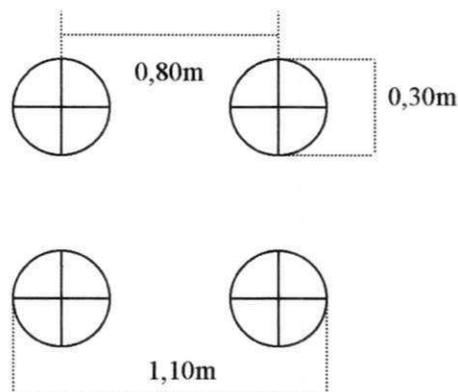


Figura 4.5 – Malha quadrada com quatro estacas de compactação.

Nesse caso, a área de influência de uma estaca é igual a $(0,80\text{m})^2$, que corresponde a $0,64\text{m}^2$. Então, para que o ensaio sobre as estacas de compactação representasse o comportamento de uma malha quadrada com quatro estacas, dever-se-ia usar uma placa quadrada de 1,60m de lado, correspondente a uma área de $2,56\text{m}^2$.

Como se utilizou uma placa quadrada de 1m x 1m, a área corresponde a apenas $1,0\text{m}^2$. Se $2,56\text{m}^2$ corresponde a área de influência de 4 estacas, então, para $1,0\text{m}^2$ tem-se 1,56 estacas.

Sabe-se que a área de uma estaca é igual a $0,071\text{m}^2$. Logo, 1,56 estacas corresponde a $0,11\text{m}^2$. Portanto, se $A_{\text{ESTACAS}+\text{SOLO}}$ é igual a $1,0\text{m}^2$ e A_{ESTACAS} é igual a $0,11\text{m}^2$, tem-se, então, que A_{SOLO} é igual a $0,89\text{m}^2$.

Deve-se então, nesse caso, extrapolar a curva normalizada obtida da prova de carga apenas no solo para uma placa cuja área seja igual a $0,89\text{m}^2$, que corresponde a uma placa circular com diâmetro igual a $1,06\text{m}$ ou uma placa quadrada com lado igual a $0,94\text{m}$.

A Figura 4.6 mostra as curvas obtidas de acordo com a metodologia proposta, supondo-se que, nesse caso, as estacas e o solo apresentam rigidezes semelhantes e que a contribuição do solo pode ser estimada extrapolando-se a curva normalizada para uma placa circular com diâmetro igual a $1,06\text{m}$. Assim como na Figura 4.4, para um nível de carregamento inferior a 100kN , as curvas do solo, da “sapata” e a simulada são semelhantes. A curva que representa o comportamento das estacas é sempre inferior as demais, indicando uma pequena contribuição das estacas quando comparada com a contribuição mais relevante do solo melhorado.

Observa-se que até, aproximadamente, 200kN o carregamento é praticamente suportado apenas pelo solo. A partir desse nível de carregamento, a rigidez do solo começa a cair e as estacas começam a contribuir de maneira mais significativa, porém, observa-se uma queda acentuada na rigidez das estacas, ilustrada pelo aspecto verticalizado da curva designada como contribuição das estacas, entre 300kN e 350kN , indicando, provavelmente, o esmagamento da cabeça das estacas. A partir deste nível de carregamento, a curva do terreno volta a crescer, o que indica o início do comportamento plástico das estacas e, novamente, a carga passa a ser transferida mais intensamente para o solo.

Admitindo-se uma placa quadrada com $0,94\text{m}$ de lado, ao invés de uma placa circular de $1,06\text{m}$ de diâmetro, observa-se, conforme Figura 4.7, que praticamente não há mudança no comportamento das curvas.

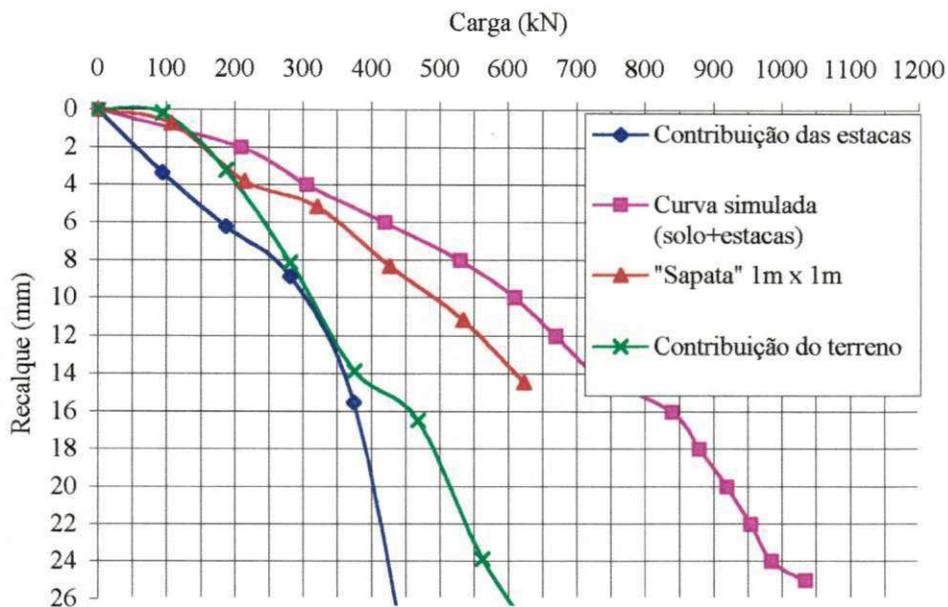


Figura 4.6 – Curvas obtidas da metodologia proposta (placa circular).

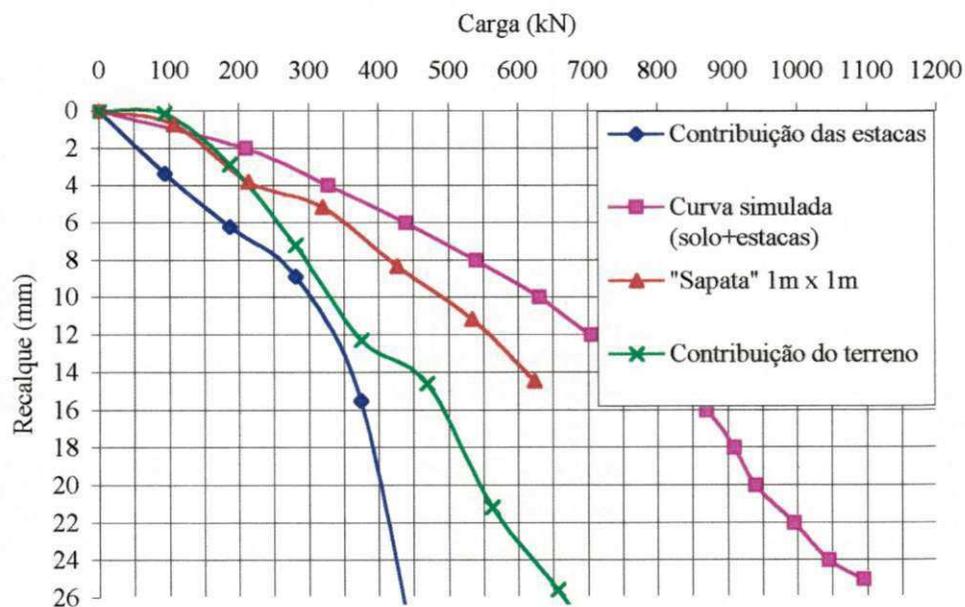


Figura 4.7 – Curvas obtidas da metodologia proposta (placa quadrada).

Sem o comportamento real da estaca, não se pode validar ou invalidar a metodologia sugerida, pois apesar do esmagamento da sua cabeça, nada se sabe sobre as condições da estaca como um todo. Talvez sua cabeça tenha esmagado pelo excessivo carregamento e descarregamento ao qual foi submetida durante os ensaios. Isso talvez explique o tombamento do macaco quando apenas a estaca foi ensaiada, pois como o ensaio com a placa de 1m x 1m não solicitou toda a área da seção transversal das estacas e sim apenas uma parte delas, o lado solicitado pode ter sido comprometido nesse ensaio e apenas uma parte da cabeça da estaca ainda apresentava rigidez.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 - Conclusões

Pelos resultados obtidos, pouco se pode concluir a respeito do mecanismo de transferência de carga no solo melhorado com esse tipo de estaca, principalmente pela dificuldade encontrada em se obter o comportamento carga x recalque da estaca de compactação isoladamente, devido aos problemas enfrentados no momento do ensaio quando a sua cabeça esmagou. A colocação de um “bloco” de concreto na cabeça da estaca antes da execução do ensaio, e a escolha de uma estaca que não tivesse sido solicitada anteriormente poderia ter melhorado os resultados obtidos.

A quantidade de ensaios, assim como a impossibilidade de realização de novos ensaios, limitaram bastante a interpretação dos resultados obtidos, e, conseqüentemente, as conclusões do trabalho. Provavelmente, esse tipo de estaca não é solicitado de maneira semelhante às estacas de deslocamento convencionais, portanto, as fundações assentes nesse solo melhorado talvez não se comportem como fundações mistas, ou seja, como um radier estaqueado.

Quando se considera a rigidez das estacas muito superior à do solo, a metodologia proposta para se estimar a curva carga x recalque do solo melhorado não é adequada. Porém, considerando-se a rigidez das estacas da mesma ordem de grandeza do solo, a metodologia apresenta-se coerente.

Quanto à técnica de melhoramento, confirmou-se o que a literatura técnica afirma de que é bastante eficiente em solos compatíveis com a sua utilização, ou seja,

em terrenos arenosos com percentual de finos inferior a 20% e N_{SPT} antes do melhoramento inferior a 25.

Certamente mais ensaios e trabalhos de pesquisas ainda são necessários para melhor compreensão do tema aqui abordado. Mas acredita-se que esse trabalho pode ser considerado como uma contribuição no entendimento do comportamento geotécnico de terrenos melhorados com estacas de compactação, haja visto que se trata de uma técnica regional baseada apenas em relações empíricas e em experiência local acumulada.

5.2 – Sugestões para Futuras Pesquisas

Sugere-se alguns temas para futuras pesquisas, tais como:

- 1) Utilização de outros ensaios de campo, como o CPT (Cone Penetration Test) ou Piezocone para avaliar o comportamento do solo melhorado;
- 2) Análise do efeito do tempo na melhoria das propriedades do solo melhorado;
- 3) Tratamento estatístico dos dados de campo obtidos em obras de João Pessoa/PB e/ou Recife/PE onde a técnica de melhoramento com estacas de compactação tenha sido utilizada;
- 4) Retro – análise dos dados de verificação da melhoria através de ensaios de campo das diversas obras realizadas, visando validar os métodos de projeto existentes e sugerindo adaptações;
- 5) Uso de modelos numéricos na interpretação dos ensaios.

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABOSHI, H., MIZUNO, Y., KUWABARA, M. (1991), "Present State of Sand Compaction Pile in Japan", *In: Esrig, M. I., Bachus, R. C. (eds), Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing*, ASTM STP 1089, Philadelphia, pp. 32 – 46.
- ALVES, A. M. L. (1998), "Contribuição ao Estudo de Estacas de Compactação em Solos Granulares", *Tese de M.Sc.*, COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro.
- ALVES, A. M. L., LOPES, F. R., ARAGÃO, C. J. G. (2000), "Proposta de Método de Projeto de Fundações Superficiais em Solos Granulares Melhorados por Estacas de Compactação", *In: IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, São Paulo, Anais 2, pp. 102 – 112.
- BARKSDALE, R. D., TAKEFUMI, T. (1991), "Design, Construction, and Testing of Sand Compaction Piles", *In: Esrig, M. I., Bachus, R. C. (eds), Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing*, ASTM STP 1089, Philadelphia, pp. 4 -18.
- BEZERRA, R. L., (2000), *In: Notas de Aula da Disciplina Fundações e Empuxos de Terra*, Departamento de Engenharia Civil, Campus II, UFPB, Campina Grande, PB.
- BRIAUD, J. L., JEANJEAN, P. (1994), "Load – Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand", *In: Proc. of Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, Vol. 2, College Station, Texas, pp. 1774 – 1804.
- BRIAUD, J. L., GIBBENS, R. (1999), "Behavior of Five Large Spread Footings in Sand", *In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 125, Number 9, pp. 787 – 796.

- BROMS, B. B. (1991), “Deep Compaction of Granular Soils”, *In: Fang, H. Y. (ed), Foundation Engineering Handbook*, Second Edition, New York, pp. 814 - 832.
- BURMISTER, D. M. (1943), “The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Aplications to the Design of Airport Runways”, *Highway Research Board*, Vol. 23, pp. 127 – 148.
- CHEN, Z. C., XU, H., WANG, J. H. (1993), “Cap Pile Interactions of Pile Groups”, *In: Deep Foundations on Bored and Augered Piles*, Vol. 2, Ghent, Bélgica, pp. 133 – 141.
- DE BEER, E. E. (1988), “Different Behavior of Bored and Driven Piles”, *In: Proc. of 1st Inter. Geoth. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles*, Ghent, pp. 47 – 78.
- DÉCOURT, L. (1994a), “Uma Aplicação Prática da Teoria dos ”Radiers” Estaqueados. A Estaca – T”, *In: X COBRAMSEF*, Foz de Iguaçu, PR, ABMS, Anais, Vol. 1, pp. 311 – 316.
- DÉCOURT, L. (1994b), “Relato Geral da 1^a Sessão Técnica: Fundações e Interação Solo – Estrutura”, *In: X COBRAMSEF*, Volume Pós – Congresso, Foz de Iguaçu, PR, pp. 179 – 206.
- DÉCOURT, L., NIYAMA, S., CAMPOS, G. C., TAIOLI, F., DOURADO, J. C. (1995), “Experimental Behaviour of a Piled Footing”, *In: X Congresso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones*, Guadalajara, México, Vol. 2.
- DÉCOURT, L. (1996), “A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez”, *In: SEFE III*, São Paulo, SP, CD.
- DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A. R. (1996), “Estabelecimento das Curvas Carga – Recalque de Fundações Através de Provas de Carga em Mini Placa”, *In: SEFE III*, São Paulo, SP, CD.

- DÉCOURT, L., ALBIERO, J. H., CINTRA, J. C. A. (1998), “Análise e Projeto de Fundações Profundas”, *In: Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J.L., Frota, R. G. Q., Carvalho, C. S., Niyama, S. (eds), Fundações Teoria e Prática*, 2ª edição, Capítulo 8, Editora Pini Ltda, São Paulo, SP, pp. 265 – 327.
- FLEMING, W. G. K., WELTMAN, A. J., RANDOLPH, M. F., ELSON, W. K. (1992), *Piling Engineering*, 2nd Edition, Surrey University Press.
- FOX, L. (1948), “Compactions of Traffic Stresses in a Simple Road Structure”, *Proceedings 2nd ICSMFE*, Vol. 2, pp. 236 – 246.
- GIBBS, H. J., HOLTZ, W. G. (1957), “Research on Determination the Density of Sands by Spoon Penetration Testing”, *Proceedings of the 4th Internacional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, Vol. 1, pp. 35 – 39.
- GUSMÃO, A. D., GUSMÃO FILHO, J. A. (1990), “Um caso Prático dos Efeitos da Interação Solo – Estrutura em Edificações”, *In: IX COBRAMSEF*, Salvador, BA, ABMS, Anais, Vol. 2, pp. 437 – 446.
- GUSMÃO FILHO, J. A., GUSMÃO, A. D. (1994), “Estudo de Casos de Fundações em Terrenos Melhorados”, *In: X COBRAMSEF*, Foz de Iguaçu, PR, ABMS, Anais, Vol. 1, pp. 191 - 198.
- GUSMÃO FILHO, J. A. (1995), “Contribuição à Prática de Fundações: A Experiência do Recife”, *Tese para Concurso de Professor Titular*, UFPE, Recife, PE, pp. 132 - 146.
- GUSMÃO FILHO, J. A. (1998), “Melhoramento de Terrenos Arenosos”, *In: Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia*, Capítulo 6, Editora Universitária da UFPE, Recife, PE, pp. 195 – 217.
- HUSSIN, J. D., ALI, S. (1987), “Soil Improvement at the Trident Submarine Facility”, *Soil Improvement – A Ten Year Update*, ASCE Geotechnical Special Publication, No. 12, pp. 215 – 231.

- LOPES, F. R. (1998), PROGEO 4 – A Finite Element Solution for Static and Time – Dependent Analysis of Geotechnical Problems, Manual de Utilização, COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MAZURKIEWICZ, B. K. (1972), “Test Loading of Piles According to Polish”, Swedish Academy of Eng. Sciences, Prel. Report N^o 35.
- MEYERHOF, G. G. (1959), “Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 85, N^o SM6 (Dec), pp. 1- 29.
- MINETTE, E., LIMA, D. C., BARBOSA, P. S. A., SILVA, C. H. C. (1994), “Estacas Granulares em Solos Moles: Uma Verificação *in Situ*”, *Revista Solos e Rochas*, Vol. 17, n^o 1, pp. 57 - 63.
- MITCHELL, J. K. (1968), “Place Treatment of Foundations Soils”, *In: Specialty Conference on Placement and Improvement of Soil to Support Structures*, USA, ASCE Proceedings, pp. 93 - 130.
- MITCHELL, J. K. (1981), “Soil Improvement, State - of - Art Report”, *In: Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 4, pp. 509 - 565.
- MITCHELL, J. K., SOLYMAR, Z. V. (1984), “Time - Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Sand Densified”, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, N^o 11, pp. 1559 - 1576.
- MITCHELL, J. K. (1986), “Practical Problems from Surprising Soil Behavior”, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, N^o 3, pp. 259 – 289.
- NBR 6489 (1984), Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação – Método de Ensaio – ABNT, 2 páginas.
- PHUNG DUE LONG (1993), “Footings with Settlement Reducing Piles in Non-Cohesive Soil”, *Ph.D. Thesis*, Universidade de Tecnologia de Chalmers.

- RANDOLPH, M. F. (1983), "Design of Piled Raft Foundations", *In: Proc. Int. Symp. on Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems*", Bangkok, pp. 525 – 537.
- RANDOLPH, M. F. (1994), "Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts", *In: XIII ICSMFE, New Delhi, India*, pp. 61 – 81.
- SAITO, A. (1977), "Characteristics of Penetration Resistance of a Reclaimed Sandy Deposit and Their Change Through Vibratory Compaction", *Soils and Foundations*, 17, N^o 4.
- SELIG, E. T. (1963), "Effect of Vibration on Density of Sand", *In: Anais do Segundo Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Vol. 1, São Paulo, pp. 129 – 144.
- SENNA JR, R. S., CINTRA, J. C. A. (1994), "Análise da Distribuição de Carga em Grupos de Estacas", *In: X COBRAMSEF, Foz de Iguaçu, PR, ABMS, Anais*, Vol. 1, pp. 19 – 26.
- SOARES, M. M. (1987), "Uso de Ensaios de Campo para Obtenção de Parâmetros Geotécnicos", *In: Seminário de Geotecnia de Solos Tropicais*, Brasília, DF, pp. 229 - 269.
- SOARES, V. B. (2000), "Histórico das Fundações do Condomínio Residencial Torino, com Vinte Pavimentos, em João Pessoa – PB", *In: SEFE IV*, São Paulo, SP, Anais 2, pp. 451 – 462.
- SOLYMAR, Z. V., ILOABACHIE, B. C., GUPTA, R. C., WILLIAMS, L. R. (1984), "Earth Foundation Treatment at Jebba Dam Site", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, N^o 10, pp. 1415 - 1430.
- SOLYMAR, Z. V., SAMSUDIN, OSELLAME, J., PURNOMO, B. J. (1986), "Ground Improvement by Compaction Piling", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, N^o 12, pp. 1069 - 1083.
- TEIXEIRA, A. H. (1996), "Projeto e Execução de Fundações", *In: SEFE III*, São Paulo, SP, CD.

- TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S. (1998), “Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas”, In: *Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J.L., Frota, R. G. Q., Carvalho, C. S., Niyama, S. (eds), Fundações Teoria e Prática, 2ª edição, Capítulo 7, Editora Pini Ltda, São Paulo, SP, pp. 227 – 264.*
- VAL, E. C., MELLO, L. G. F. S. (1986), “Estimativa da Contribuição do Bloco na Capacidade de Carga de Grupos de Estacas”, In: *VIII COBRAMSEF, Porto Alegre, ABMS, Anais, Vol. VI, pp. 297 – 307.*
- VAN DER VEEN, C. (1953), “The Bearing Capacity of a Pile”, In: *Proc. III ICSMFE, Vol. 2, Zurich, pp. 84 – 90.*
- VESIC, A. S. (1974), “Bearing Capacity of Shallow Foundations”, In: *WINTERKORN, H. and FANG, H.Y. (eds), Handbook of Foundations Engineering, Chapter 3, New York, pp. 121 – 147.*
- WALLAYS, M. (1982), “Deep Compaction by Casing Driving”, In: *Balasubramaniam, A. S., Chandra, S., Bergado, D. T., Younger, J. S., Prinzi, F. (eds), Proceedings of the International Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, A. A. Balkema, pp. 39 – 51.*
- ZEEVAERT, L. (1957), “Foundation Design and Behaviour of Tower Latino Americana in México City”, *Géotechnique*, Vol. VII, Nº. 3.