



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

**ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E DA
CAPACIDADE DE CARGA DE UM DEPÓSITO ARENOSO DA
REGIÃO DE MACEIÓ UTILIZANDO UM CONE ELÉTRICO**

MARTA PEREIRA DE FARIAS

CAMPINA GRANDE

DEZEMBRO 1999

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

ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E DA CAPACIDADE DE
CARGA DE UM DEPÓSITO ARENOSO DA REGIÃO DE MACEIÓ
UTILIZANDO UM CONE ELÉTRICO

Por

Marta Pereira de Farias

Campina Grande

Dezembro - 1999





F224e

Farias, Marta Pereira de.

Estimativa dos parâmetros geotécnicos e da capacidade de um depósito arenoso da região de Maceió utilizando um cone elétrico / Marta Pereira de Farias. - Campina Grande, 1999. 117 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1999.

"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra".
Referências.

1. Geotécnica - Parâmetros. 2. Depósito Arenoso - Maceió (AL). 3. Cone Elétrico - Utilização. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Bezerra, Raimundo Leidimar. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 624.13(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.

ii

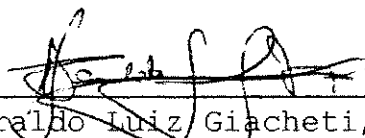
Aprovada por:



Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.
(Orientador)



Wilson Conciani, D.Sc.
(Examinador interno)



Heraldio Luiz Giacheti, D.Sc.
(Examinador externo)

DEDICATÓRIA

Aos meus pais

Farias e Bernadete.

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos as todas as pessoas e instituições que ajudaram a realização deste trabalho e mais especialmente:

Inicialmente a DEUS que sempre ao meu lado não me permitiu desistir nunca desta grande missão.

Ao Professor e orientador Raimundo Leidimar Bezerra pela orientação fornecida durante a realização deste trabalho.

Ao Professor Wilson Conciani, que apesar de não ser meu orientador sempre teve boa vontade em ajudar quando solicitado.

Ao Professor Abel Galindo Marques pelo apoio e incentivo para a realização dos ensaios, pelo apoio técnico através de sua empresa AGM Geotécnica.

Aos funcionários da empresa AGM Geotécnica que contribuíram com a realização dos ensaios de campo.

Ao CNPq - Conselho Nacional de Pesquisa, pela bolsa de estudo concedida.

Aos colegas que participaram comigo dos ensaios: Carlos Alberto Germano e Roberto Antônio Cordeiro da Silva (UFC), Pessoa (AGM).

À minha prima e grande amiga Rozélia Pereira, pelo grande apoio.

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

Aos funcionários da área de Geotecnia da UFPB/CG, especialmente José Sobreira, Rui Pereira de Oliveira e D. Maurisa Bezerra de Araújo pela ajuda e amizade no decorrer de todo o curso de mestrado.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação pelo incentivo e a todos que de maneira direta ou indireta colaboraram para a conclusão deste trabalho.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Organização da Dissertação	2

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Histórico	4
2.1.1. Cone de Penetração Mecânico	4
2.1.2. Cone de Penetração Elétrico	6
2.1.3. Piezocone	7
2.2. Aplicabilidade do Ensaio	9
2.2.1. Estratigrafia e Classificação do Solo	11
2.2.2. Parâmetros Geotécnicos Obtidos para Solos Arenosos	13
2.2.2.1. Densidade Relativa	14
2.2.2.2. Parâmetro de Estado (ψ)	18
2.2.2.3. Tensão Horizontal <i>in situ</i> (σ'_{ho})	19
2.2.2.4. Ângulo de Atrito Efetivo (ϕ')	23
2.2.2.5. Módulo de Deformabilidade (E')	26
2.2.2.6. Módulo de Cisalhamento (G_{max})	28
2.2.3. Aplicação Direta em Projetos de Fundações	29

2.2.3.1. Cálculo da Capacidade de Carga De Fundações	
Profundas	29
2.2.3.1.1. Método de SCHMERTMANN	29
2.2.3.1.2. Método de DE RUITER e BERINGEN	32
2.2.3.1.3. Método de BUSTAMANTE e GIANESELLI	34
2.2.3.1.4. Método de SOLETANCHE	36
2.2.3.1.5. Método de SANGLERAT	37
2.2.3.1.6. Método de MEYERHOFF	39
2.2.3.1.7. Método de PHILIPPONNAT	40
2.2.3.1.8. Métodos Brasileiros	41
Método AOKI-VELLOSO	41
Método VELLOSO	42
2.2.4. Cálculo de Recalques de Fundações Superficiais	43
2.2.4.1. Método de SCHMERTMANN	43
2.2.4.2. Método de MEYERHOFF	46
2.3. Estacas Rotativas-Injetadas	46
CAPÍTULO 3 - DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO UTILIZADO NOS ENSAIOS	
3.1. Generalidades	49
3.2. A Máquina de Cravação	49
3.2.1. Dispositivo de Cravação	51
3.2.2. Registrador de Profundidade	53

3.2.3. Dispositivo de Transporte	55
3.2.4. Dispositivo de Reação	56
3.2.5. O Cone	58
3.2.6. Sistema de Nivelamento	59
3.2.7. Sistema de Aquisição de Dados	60

CAPÍTULO 4 - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

4.1. Local Utilizado para os Ensaios	62
4.1.1. Aspectos Geológicos e Geotécnicos da Cidade de Maceió	62
4.2. Ensaios Realizados e Procedimentos	73
4.3. Dificuldades Encontradas para a Realização dos Ensaios	76
4.4. Resultados dos Ensaios	78

CAPÍTULO 5 - ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1. Classificação dos Solos	82
5.2. Parâmetros Geotécnicos Estimados	87
5.2.1. Ângulo de Atrito Efetivo, ϕ'	87
5.2.2. Densidade Relativa, D_r	88
5.2.3. Módulo de Deformabilidade, E'	89
5.2.4. Módulo de Cisalhamento Máximo, G_{max}	90

5.3. Correlações CPT-SPT	91
5.4. Aplicação Direta a Projetos de Fundações	95
5.4.1. Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações	95
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	
6.1. Conclusões	104
6.2. Sugestões para futuras pesquisas	106
CAPÍTULO 7- REFÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	108
APÊNDICE I	118
APÊNDICE II	123
APÊNDICE III	128

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Cone holandês com proteção contra a entrada de solo (Sanglerat, 1972)	6
Figura 2.2- Cone elétrico da FUGRO- tipo subtração (Velloso e Lopes, 1996)	8
Figura 2.3- Sonda piezométrica (Wissa et al., 1975)	9
Figura 2.4- Proposta para classificação de solo a partir de resultados de CPT (Douglas e Olsen, 1981)	12
Figura 2.5- Gráfico para classificação de solo a partir de dados de CPT (Robertson et al., 1986)	13
Figura 2.6- Efeito da compressibilidade da areia sobre q_c , σ'_{vo} e D_r (Robertson e Campanella, 1983a)	17
Figura 2.7- Relação q_c , σ'_{vo} e D_r para areia de Ticino (a) normalmente adensada e (b) pré-adensada (Baldi et al., 1986)	18
Figura 2.8- Relação entre k e m em função de λ_{ss} (Baldi et al., 1986)	20
Figura 2.9- Relações σ'_{vo} , q_c , ϕ' (Robertson e Campanella, 1983a)	24
Figura 2.10- Representação gráfica do método de Durglunoglu e Mitchel (1975) apud Marchetti (1988)	26
Figura 2.11- Ábaco para estimativa do módulo de deformabilidade para a areia de Ticino, a partir dos dados de CPT (Belloti et al., 1989)	27
Figura 2.12- Definição do Módulo de Cisalhamento Máximo, G_{max}	28
Figura 2.13- Método de Schmertmann para determinar a	

resistência de ponta unitária (Rogério, 1984)	30
Figura 2.14- Curva de coeficientes K para estacas de concreto cravadas em areia (Rogério, 1984)	31
Figura 2.15- Cálculo da resistência de ponta média (De Ruiter e Beringen, 1979)	33
Figura 2.16- Perfis de índice de deformação específica (Velloso e Lopes, 1996)	45
Figura 2.16- Estaca rotativa-injetada com dois bulbos	47
Figura 3.1- Máquina de Cravação utilizada na presente pesquisa	50
Figura 3.2- Dispositivo de Cravação	53
Figura 3.3- Desenhos esquemáticos do registrador de profundidade e circuito eletrônico de leitura (Bezerra, 1996)	55
Figura 3.4- Situações utilizadas para a ancoragem da máquina de cravação	57
Figura 3.5- Detalhe do dispositivo de ancoragem	58
Figura 3.6- Pé metálico com macaco para nivelamento do equipamento	59
Figura 3.7- Sistema de Aquisição de Dados	60
Figura 4.1- Local de realização dos ensaios de CPT na cidade de Maceió	63
Figura 4.2- Seção geológica da região lagunar da cidade de Maceió, baseada na interpretação de refração sísmica (Lima, 1990)	66
Figura 4.3- Perfis SPT da região pesquisada: (a) SPT1, (b) SPT2 e (c) SPT 3	68
Figura 4.4- Curvas carga x recalque obtidas a partir de	

provas de carga no local dos ensaios; (a) PC1 e (b) PC2	69
Figura 4.5- Comparação entre os furos de sondagem SPT2, SPT3 e SPT4	70
Figura 4.6- Perfil geotécnico do furo de coleta de amostras de solo	72
Figura 4.7- Curva granulométrica do solo do depósito pesquisado	73
Figura 4.8- Comparação entre os gráficos de resistência de ponta x profundidade para os ensaios realizados	80
Figura 4.9- Resistência de atrito lateral x profundidade para CPT3	81
Figura 5.1- Classificação do depósito pesquisado segundo a proposta de Douglas e Olsen (1981)	81
Figura 5.2- Classificação do depósito pesquisado segundo a proposta de Robertson et al. (1986)	83
Figura 5.3- Perfil do depósito ensaiado baseado na classificação de Douglas e Olsen (1981)	86
Figura 5.4- Perfil do depósito ensaiado baseado na classificação de Robertson et al. (1986)	86
Figura 5.5- Capacidades de carga previstas x medidas com diâmetro nominal para as estacas E1 e E2	100
Figura 5.6- Capacidades de carga previstas x medidas com diâmetro efetivo para as estacas E1 e E2	101
Figura 5.7- Capacidades de carga previstas x medidas com diâmetro nominal para as estacas E3	102
Figura 5.8- Capacidades de carga previstas x medidas com diâmetro efetivo para as estacas E3	103

Figura AI.1- Cone elétrico utilizado no presente trabalho

Figura AI.2- Cone e raspador de lama

Figura AI.3- Ponta cega utilizado em camadas de pedregulhos

Figura AI.4- Vista superior de parte da máquina de cravação mostrando abertura para passagem do cone e hastes e registrador de profundidade

Figura AI.5- Máquina de cravação utilizada nesta pesquisa

Figura AI.6- Chave utilizada na cravação das âncoras do sistema de reação

Figura AI.7- Cone, cabo elétrico, haste, adaptador cone-haste e dissipador de atrito

Figura AI.8- Âncora helicoidal utilizada na ancoragem da máquina de cravação

Figura AII.1- Resistência de ponta x profundidade para CPT1

Figura AII.2- Resistência de ponta x profundidade para CPT2

Figura AII.3- Resistência de ponta x profundidade para CPT3

Figura AIII.1- Regressão linear de q_c - N_{SPT} por furo

Figura AIII.2- Regressão logarítmica de q_c - N_{SPT} por furo

Figura AIII.3- Regressão linear de q_c - N_{SPT} para cada camada de solo

Figura AIII.4- Regressão logarítmica de q_c - N_{SPT} para cada camada de solo

Figura AIII.5- Regressão linear de f_s - N_{SPT} para cada camada para o Furo3

Figura AIII.6- Regressão potencial de q_c - N_{SPT} para o Furo3

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Aplicabilidade dos ensaios de cone (Lunne et al., 1997)	10
Tabela 2.2- Classificação de solos baseada em dados de CPT (Lunne et al., (1997)	12
Tabela 2.3- Valores para o fator de compressibilidade, Q_c (Kulhawy e Mayne, 1990)	17
Tabela 2.4- Valores de f_s para diversos tipos de estacas (Schmertmann, 1978)	32
Tabela 2.5- Valores dos coeficientes k_c e α para vários tipos de solo (Bustamante e Gianeselli, 1982)	35
Tabela 2.6- Valores de α_p (Rogério, 1984)	36
Tabela 2.7- Valores típicos de α_s para vários tipos de solo (Rogério, 1984)	37
Tabela 2.8- Valores usuais de α_f (Rogério, 1984)	37
Tabela 2.9- Valores de F_3 sugeridos por Philipponnat (1980)	40
Tabela 2.10- Valores de α_4 de acordo com Philipponnat (1980)	41
Tabela 2.11- Valores de F_1 e F_2 para vários tipos de estacas (Cintra e Albiero, 1985)	42
Tabela 4.1- Coluna Estratigráfica da cidade de Maceió (Carvalho et al., 1987; Lima, 1990)	67
Tabela 4.2- Variabilidade dos furos de sondagem SPT2, SPT3 e SPT5 em relação ao furo de sondagem SPT4	70
Tabela 4.3a- Ensaios de CPT realizados na presente pesquisa	74
Tabela 4.3b- Ensaios de SPT realizados na presente pesquisa	74
Tabela 4.3c- Ensaios de prova de carga realizados na	

presente pesquisa	74
Tabela 5.1- Parâmetros geotécnicos estimados a partir dos resultados de CPT	87
Tabela 5.2- Parâmetros estimados pelo SPT	89
Tabela 5.3- Comparação entre valores do módulo de deformação estimados por alguns métodos	90
Tabela 5.4- Comparação entre valores do módulo de cisalhamento estimados por alguns métodos	91
Tabela 5.5a- Correlações CPT-SPT do depósito ensaiado por furos para estimativa de K	93
Tabela 5.5b- Correlações CPT-SPT do depósito ensaiado por camadas para estimativa de K	93
Tabela 5.5c- Correlações CPT-SPT do depósito ensaiado por camadas para estimativa de α para o Furo 3	94
Tabela 5.5d- Correlações CPT-SPT do depósito ensaiado para estimativa de α para o Furo 3	94
Tabela 5.6- Aspectos das estacas ensaiadas	96
Tabela 5.7- Capacidade de carga para as estacas três estacas ensaiadas para os diâmetros nominal e efetivo estimada para vários métodos	98
Tabela 5.8- Diferenças percentuais entre PC e os métodos baseados em CPT e SPT	98

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensão na base da fundação
σ'	Tensão efetiva
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
σ'_m	Tensão efetiva média
σ'_{vo}	Tensão vertical efetiva inicial
$\bar{\epsilon}_a$	Deformação axial média
α_f	Coefficiente dependente do tipo de fundação
σ_h	Tensão horizontal total
α_p	Fator de escala do ensaio
α_s	Coefficiente dependente do tipo de solo
λ_{ss}	Inclinação da linha de estado crítico
ϵ_z	Deformação específica
Δz	Espessura de uma das n camadas de solo
A	Constante dependente da densidade de areia
β	Ângulo de plasticidade
C_1	Fator de profundidade da fundação
C_2	Fator de tempo

C_0, C_1, C_2	Constantes do solo utilizadas por BALDI et al., (1986)
CPT	Cone Penetration Test
CPTU	Cone Penetration Test with measurement of pore- pressure
C_u	Coefficiente de uniformidade
D	Diâmetro externo da estaca
D_r	Densidade relativa
E	Módulo de deformabilidade
E'	Módulo de deformabilidade secante
f	Fator tempo
F_1, F_2	Coefficientes de escala entre a estaca e o CPT
λ	Fator de carregamento
β	Fator de dimensão da base
α	Fator de execução da estaca
FR	Razão de atrito
f_s	Atrito lateral
G_0	Módulo de cisalhamento máximo
h_i	Espessura da camada
$I_{e,p}$	Índice de deformação específica
I_z	Fator de influência da deformação no centro de cada camada de q_c constante
k	Fator da relação entre atrito da estaca e atrito do cone
k, m	Parâmetros determinados em função da inclinação da linha de estado crítico

$K_o (NA)$	Coefficiente de empuxo no repouso para solos normalmente adensados
K_o	Coefficiente de empuxo no repouso
$K_o(PA)$	Coefficiente de empuxo no repouso para solos pré-adensados
m	Parâmetro dependente da compactidade de areia e do valor de OCR
$N_{SPT}=N$	Número de golpes aplicados aos 30 cm finais do amostrador SPT
OCR	Razão de pré-adensamento
p_a	Pressão atmosférica
ψ	Parâmetro de estado
PC	Ensaio de prova de carga
γ	Peso específico do solo
q	Tensão devido ao peso do solo
Q_A	Fator de envelhecimento
Q_c	Fator de compressibilidade
q_{cl}	Resistência de ponta normalizada
Q_L	Resistência lateral limite da estaca
Q_{OCR}	Fator de pré-adensamento
q_p	Resistência de ponta da estaca
q_s	Resistência de ponta
q_u	Resistência de ponta unitária na ruptura
R	Razão de atrito

R_f	Razão de atrito
S_i	Recalque imediato da fundação
SPT	Standard Penetration Testing
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
U	Perímetro da estaca

ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E DA CAPACIDADE DE CARGA DE
UM DEPÓSITO ARENOSO DA REGIÃO DE MACEIÓ UTILIZANDO UM CONE
ELÉTRICO

RESUMO

Desde a década de 80 têm sido realizadas várias pesquisas no Brasil utilizando o ensaio CPT/CPTU. No entanto a maioria destas pesquisas foram realizadas em depósitos de argilas moles.

Este trabalho de pesquisa tem por finalidade apresentar e discutir os resultados de uma campanha de ensaios de CPT, realizada em um depósito de solo arenoso na faixa litorânea da cidade de Maceió (AL). Nesta pesquisa comparou-se os resultados de CPT com os resultados de SPT e de ensaio de prova de carga. Houve também uma tentativa de estimar as constantes de correlação CPT-SPT, K e α .

Os resultados dos ensaios CPT demonstraram que as cartas de classificação e as correlações empíricas existentes para a estimativa da maioria dos parâmetros geotécnicos do depósito estudado são adequadas. Conclui-se que os resultados obtidos com o CPT permitiram uma boa estimativa da capacidade de suporte de estacas para a maioria dos métodos de cálculo utilizados.

ESTIMATION OF GEOTECHNICAL PARAMETERS AND BEARING CAPACITY OF A
SANDY SOIL DEPOSIT FROM REGION OF MACEIO THROUGH OF UTILISATION OF
THE ELECTRIC CONE

ABSTRACT

Since the decade of the 80s, various researches have been realised in Brazil using the CPT/CPTU tests. However, the majority of these researches were done on soft clay deposits.

The puporse of this research work is to present and discuss the results of a campaign of CPT tests done on a sandy soil deposit from the coastal strip of the city of Maceio, AL. In this research, the results of CPT were compared with the results of SPT and the loading test. An attempt was made to estimate the constants of correlation CPT-SPT, K and α .

The results obtained for the CPT test showed good performance in soil classification and in estimation of the majority of geotechnical parameters. With regard to the bearing capacity of piles, the test presented very coverget results for the majority of the methods of calculation used.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

Para a obtenção de projetos de fundações econômicos e adequados, é necessário o conhecimento detalhado das características do subsolo, no qual será implantada a fundação. As características geotécnicas, para serem utilizadas no projeto, podem ser obtidas através de ensaios laboratoriais ou ensaios "in situ".

Os ensaios de laboratório permitem o controle das condições de tensão, deformação e drenagem, mas, no entanto, a obtenção de amostras indeformadas é muito difícil, e quase impossível para solos não coesivos, proporcionando assim imprecisão e grande dispersão nos parâmetros obtidos.

As limitações dos ensaios laboratoriais tais como a perturbação da amostragem provocada pelo transporte e preparação do corpo-de-prova são, em parte, evitadas pelos ensaios "in situ".

Nos últimos anos o ensaio de cone de penetração (CPT) ou o ensaio de cone com medida de poro-pressão (piezocone ou CPTU) tem adquirido grande projeção no meio geotécnico, por tratar-se de um ensaio de execução simples, que oferece resultados

contínuos de excelente repetibilidade e grande potencialidade para detecção de camadas muito finas.

Através do CPT é possível obter vários parâmetros geotécnicos, além da definição com detalhes do perfil estratigráfico, para aplicação direta em projetos de fundações.

1.2. Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo avaliar os parâmetros geotécnicos, o perfil estratigráfico obtido a partir de cartas de classificação de solos, além da estimativa da capacidade de carga de uma estaca rotativa injetada, instalada no depósito arenoso da cidade de Maceió-AL.

É também objetivo deste trabalho um estudo comparativo entre os resultados dos ensaios CPT e SPT para esse depósito arenoso.

1.3. Organização da Dissertação

Este trabalho está dividido em 7 capítulos e 3 apêndices, sendo o Capítulo 1 a introdução.

O Capítulo 2 apresenta uma breve revisão da literatura sobre CPT, na qual são abordados os tipos de cone, aplicações e métodos para os cálculos da capacidade de carga e recalques de fundações profundas e superficiais.

No Capítulo 3 é apresentada uma descrição do equipamento utilizado, mostrando as particularidades do mesmo.

No Capítulo 4 tem-se uma descrição dos ensaios realizados, na qual consta a localização dos mesmos, caracterização geológica e geotécnica do local ensaiado, e procedimentos de ensaio.

No Capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados dos ensaios.

As conclusões gerais do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas são apresentadas no Capítulo 6.

As referências bibliográficas consultadas são apresentadas no Capítulo 7.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. HISTÓRICO

2.1.1. Cone de Penetração Mecânico

Os primeiros ensaios de penetração de cone surgiram na década de 30, na Holanda. O engenheiro BARENTSEN desenvolveu um equipamento, denominado cone *holandês*, para investigar argilas moles e também estratos arenosos que suportavam estacas. Este tipo de cone recebeu várias denominações, tais como, *ensaio de penetração estática* (devido a velocidade de cravação) e *ensaio de penetração contínua* (devido ao fato de fornecer informações quase contínuas). O equipamento era constituído por uma haste interna de aço que se deslocava livremente na direção vertical, um cone fixo em sua extremidade e um tubo externo. A haste e o tubo eram cravados no solo manualmente, pois eram sempre utilizados em solos de baixa resistência. Mesmo este cone primitivo já possuía as dimensões padronizadas atualmente que são: área da base do cone igual a 10cm^2 e vértice com ângulo de 60° .

A resistência à penetração, única grandeza medida pelo equipamento, era lida num manômetro e plotada no eixo das abscissas, e a profundidade no eixo das ordenadas. O valor era

corrigido subtraindo-se o peso da haste interna. A profundidade máxima de penetração era 10m a 12m.

Posteriormente, o laboratório de Mecânica dos Solos Delft, também desenvolveu um cone manual, e segundo SANGLERAT (1972), o mesmo era cravado no solo através de um macaco manual, utilizando cargas superiores a 250kN e atingindo profundidades até 30m. O equipamento apresentava-se sob dois tipos: (1) cone com ponta móvel: a resistência de ponta era medida isoladamente pelo avanço da ponta; (2) cone com ponta fixa: a ponta do cone e a haste moviam-se simultaneamente, medindo-se a resistência de ponta e o atrito lateral.

Segundo LUNNE et al. (1997), o cone Delft possuía uma capacidade de 100kN (10tf). Este equipamento também apresentava um revestimento externo para eliminar os efeitos de atrito. Sua cravação consistia primeiramente em introduzir no solo cerca de 150mm da ponta cônica e posteriormente o revestimento; mas nos níveis seguintes as duas peças eram cravadas simultaneamente. Em ambos os ensaios media-se o atrito em toda a haste. Entretanto, este equipamento além da resistência de ponta, fornecia também a resistência total, isto é, a resistência de ponta somada à resistência lateral.

De acordo com LUNNE et al. (1997), VERMEIDEN e PLANTEMA (1948), adicionaram ao cone holandês original uma redução gradual de diâmetro logo acima da ponta cônica. O objetivo desta nova geometria era evitar a entrada de solo na fenda entre o revestimento e a haste do equipamento (ver Figura 2.1).

Ainda segundo LUNNE et al. (1997), BEGEMANN foi quem melhorou substancialmente o cone holandês, adicionando-lhe uma luva de atrito. Neste modelo de cone mediam-se as resistências

de ponta e total, obtendo-se assim, o atrito lateral pela diferença entre as duas. BEGEMANN (1965) utilizou a razão de atrito ($R = f_s/q_c$) para classificar as camadas de solo.

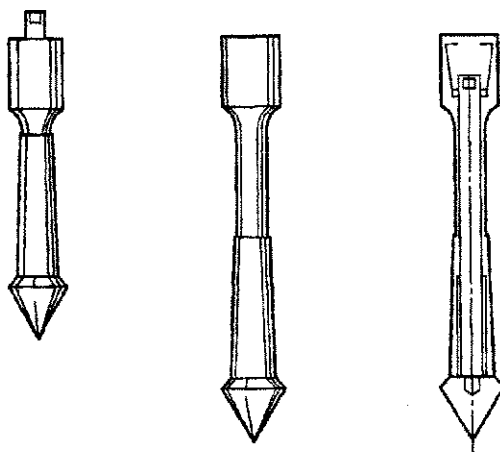


Figura 2.1- Cone holandês com proteção contra a entrada de solo (Sanglerat, 1972).

Segundo SANGLERAT (1972), Parez desenvolveu um cone de penetração que se conectava a um pistão de um pequeno macaco hidráulico, no qual uma pressão de óleo transmitia a pressão para o manômetro localizado na superfície do terreno. Este cone apresentava-se em três tamanhos: diâmetros de 45, 75 e 110mm.

2.1.2. Cone de Penetração Elétrico

O primeiro cone de penetração elétrico surgiu em 1948, na Holanda, e foi produzido pelo engenheiro BAKKER. Em 1957 foi produzido o primeiro penetrômetro elétrico *Delft*, no qual se podia medir o atrito lateral local separadamente. No ano de 1965 foi desenvolvido um cone pela *Fugro*, denominado "tipo subtração", Figura 2.2, assim denominado porque na primeira célula de carga media-se a resistência de ponta, e na segunda

media-se, simultaneamente, a resistência de ponta e o atrito lateral (resistência total). O valor do atrito lateral era obtido a partir da diferença entre os valores medidos nas duas células de carga.

Na década de 70 os cones elétricos passaram a medir a resistência de ponta e o atrito lateral local por meio de células de carga elétricas.

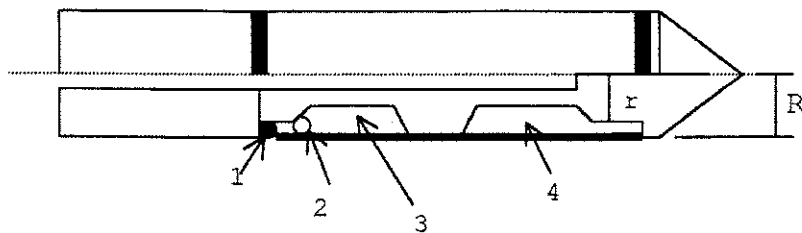
De acordo com DE RUITER (1971), apud QUARESMA et al. (1996), existiam dois tipos de cone elétrico: o primeiro era capaz de medir apenas resistência de ponta, enquanto que o segundo, denominado cone de atrito, além da resistência de ponta media também atrito lateral. Neste tipo de equipamento a resistência de ponta era medida através de uma célula de carga com "strain gauges", e a resistência de atrito lateral era medida através de uma célula de carga fixa à luva de atrito, situada acima da base do cone.

Os cones elétricos apresentaram uma grande evolução em relação aos cones mecânicos, pois as células de carga apresentam uma maior sensibilidade e fornecem valores mais exatos, sendo as medidas elétricas mais simples e mais confiáveis e possibilitam leituras contínuas e registro facilitado dos resultados.

2.1.3. Piezocone

Em 1974, no Congresso Europeu de Ensaios de Penetração (ESOPT-I) em Estocolmo, foram apresentados exemplos de medida de poro-pressão durante a penetração do cone. Este equipamento era exatamente um cone elétrico provido de um transdutor de poro-pressão associado a um elemento poroso. Este elemento

era geralmente posicionado próximo à ponta do cone. Este tipo de cone é conhecido como "Piezocone" e a sigla empregada para representar o ensaio é CPTU.



- 1-Anel de vedação de solo;
- 2-Anel de vedação de água;
- 3-Célula de carga total;
- 4-Célula de carga de ponta.

Figura 2.2- Cone elétrico da FUGRO- tipo subtração (Velloso e Lopes, 1996).

Em 1975, TORSTENSSON e WISSA desenvolveram simultaneamente duas sondas geometricamente semelhantes (ver Figura 2.3). Ambas tinham o propósito principal de medir a poro-pressão durante a cravação. No entanto, as sondas também permitem a determinação da permeabilidade da camada atravessada e o coeficiente de adensamento, a partir da observação da velocidade de dissipação do excesso de poro-pressão (LUNNE et al., 1997).

Segundo QUARESMA et al. (1996), no Brasil foram realizados alguns ensaios com o piezocone em várias instituições públicas ou privadas, são elas: COPPE/UFRJ, PUC/RJ, UFPE, UFRGS e UFPB.

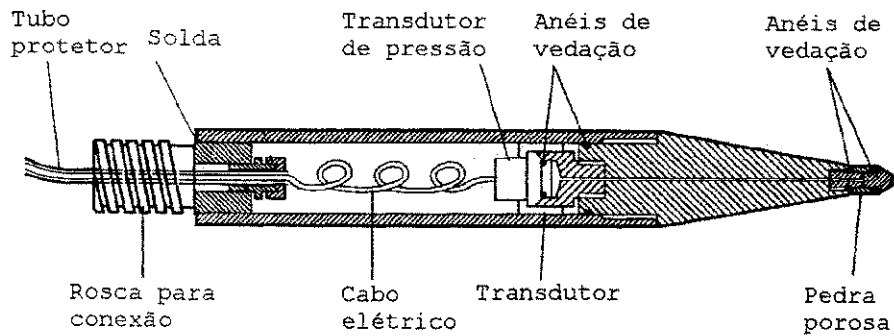


Figura 2.3- Sonda piezométrica (Wissa et al., 1975).

De acordo com BEZERRA et al. (1994), o piezocone desenvolvido pela COPPE/UFRJ sofreu várias alterações desde sua primeira versão. O COPPE I, considerado de 1ª geração, realizava medidas apenas de resistência de ponta e poro-pressão. O COPPE II e III, de 2ª geração, eram capazes de medir resistência de ponta, poro-pressão e resistência lateral. O COPPE IV, de 3ª geração, além de realizar as medidas atribuídas às versões anteriores também permite medidas de poro-pressão em duas posições diferentes, face e base, e desvio da vertical. O COPPE-IV também apresenta novos sensores dotados de amplificadores internos de sinais e de células de carga com compensação especial de variação de temperatura.

O CPTU apresenta maior aplicação que o CPT, pois em virtude das medidas de poro-pressão durante a execução do ensaio, é possível estimar OCR, o coeficiente de adensamento e o coeficiente de permeabilidade.

2.2. APLICABILIDADE DO ENSAIO

Nos últimos anos, os ensaios CPT e o CPTU (com medida da poro-pressão) têm apresentado maiores eficiências em relação a

outros ensaios utilizados no meio geotécnico. Segundo DANZIGER e LUNNE (1994), as aplicações do ensaio de cone de penetração em engenharia são:

- 1- definição do perfil estratigráfico;
- 2- obtenção de parâmetros geotécnicos;
- 3- aplicação direta em projetos de fundações.

As grandezas medidas pelo CPT são: resistência de ponta, q_c e atrito lateral, f_s . A Tabela 2.1 apresenta outras eficiências dos CPT/CPTU mecânico e elétrico para diversas finalidades.

Tabela 2.1- Aplicabilidade dos ensaios de cone (Lunne et al., 1997).

APLICAÇÃO TIPOS DE CONE	Tipo de solo	Estratigrafia	Densidade Relativa	Ângulo de Atrito	Resistência não Drenada	Poropressão	OCR	Módulos E e G	Compressibilidade	Adensamento	Permeabilidade	Tensão x Deformação	Resistência a Liquifação
Mecânico	B	A/B	B	C	C	-	B	C	C	-	-	-	B
Elétrico (CPT)	B	A	B	C	B	-	C	B	C	-	-	-	B
Elétrico (CPTU)	A	A	B	B	B	A	A	B	B	A	B	B	A

A - Aplicabilidade Alta; B - Aplicabilidade Moderada;
C - Aplicabilidade Limitada.

2.2.1. Estratigrafia e Classificação do solo

Entre os parâmetros obtidos com uma sondagem CPT/CPTU tem-se: a razão de atrito, $FR=f_s/q_c$, que é utilizada principalmente para a classificação dos solos.

A classificação e estratigrafia dos solos também podem ser obtidas por meio de ábacos, tais como o clássico ábaco de BEGEMANN (1965), o qual relaciona a resistência de ponta, q_c , com o atrito lateral, f_s . Alguns trabalhos para classificação de solos foram apresentados por DOUGLAS e OLSEN (1981).

A correlação foi obtida a partir de dados coletados em áreas do oeste norte-americano para ensaio de cone elétrico, relacionando q_c , FR e classificação do solo segundo o sistema USCS (Unified Soil Classification System). Os resultados estão apresentados na Figura 2.4.

Outros estudos que visavam a classificação do solo, a partir dos dados de CPT, foram realizados por ROBERTSON *et al.* (1986), e apresentados em forma de ábaco em função da resistência de ponta, q_c , e da razão de atrito, R_f . O ábaco baseou-se em dados de CPT para profundidades inferiores a 30m, como mostrado na Tabela 2.2 e na Figura 2.5.

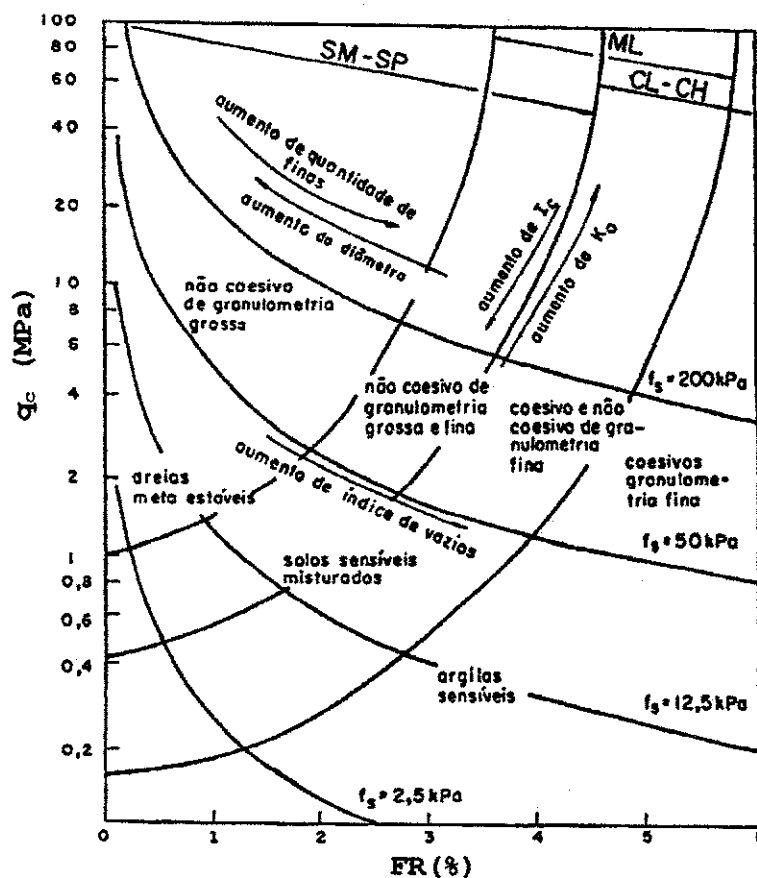
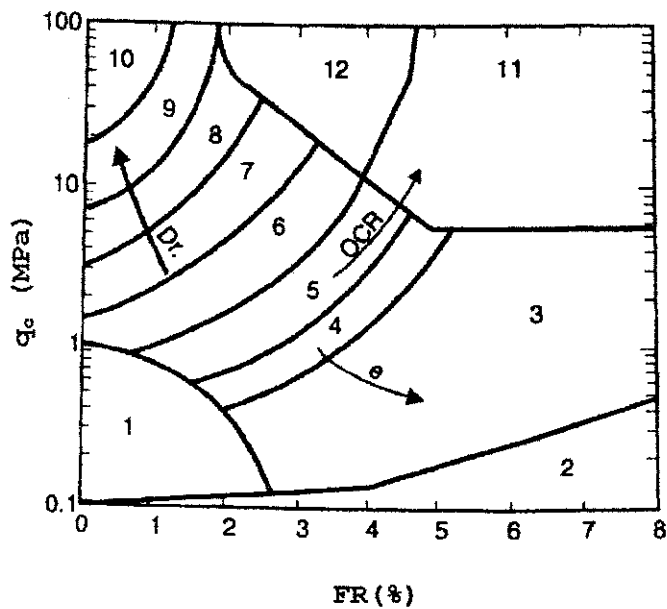


Figura 2.4- Proposta para classificação de solo a partir de resultados de CPT Douglas e Olsen (1981).

Tabela 2.2- Fundamentos da classificação de solos baseado em dados de CPT (Lunne et al., 1997).

Tipo de Solo	Característica Apresentada	
	Resistência de Ponta	Índice de Atrito ($R_f = f_s/q_c$)
Areia	Alta	Baixa
Argila Mole	Baixa	Alta
Solo Orgânico (Turfa)	Muito Baixa	Muito Alta
Solo Sensível	Baixa	Baixa
Solo com alta σ_h	Alta	Alta



ZONA	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO
1	sensível de textura fina
2	matéria orgânica
3	argila
4	argila siltosa a argila
5	silte argiloso a argila siltosa
6	silte arenoso a silte argiloso
7	areia siltosa a silte arenoso
8	areia a areia siltosa
9	areia
10	areia pedregulhosa a areia
11	textura fina muito rijo (*)
12	areia a areia argilosa (*)

(*) pré-adensado ou cimentado

Figura 2.5- Gráfico para classificação de solo a partir de dados de CPT (Robertson et al., 1986).

2.2.2. Parâmetros Geotécnicos para Solos Arenosos

A seguir apresenta-se alguns dos parâmetros geotécnicos obtidos em solos arenosos a partir do ensaio de penetração de cone.

2.2.2.1. Densidade Relativa (D_r)

Sabe-se que a característica de um solo granular ser mais ou menos denso é expresso por sua densidade. Esta característica, particular dos solos granulares, pode ser identificada em função de seu peso específica seco, γ_d ou de seu índice de vazios, e . Este parâmetro também pode ser determinado a partir de ensaios de CPT, conforme sugerem vários autores.

LUNNE et al. (1997) verificaram, a partir de vários ensaios em câmara de calibração, que a resistência de ponta do cone em areias é controlada por sua densidade, pela tensões efetivas vertical e horizontal "in situ", e pela compressibilidade da areia.

Segundo ROBERTSON e CAMPANELLA (1983a), as correlações entre a resistência de ponta e a tensão efetiva a uma dada densidade relativa, são fortemente influenciadas pela compressibilidade da areia.

As areias que contêm grande quantidade de feldspato, mica ou grãos angulares, apresentam alta compressibilidade. Este tipo de areia apresenta resistência de ponta menor que uma outra areia com a mesma densidade relativa, que apresenta uma baixa compressibilidade (Figura 2.6). Portanto, estimativa da densidade de areia depende do conhecimento da sua compressibilidade.

A areia das Minas Hilton utilizada nos estudos de SCHMERTMANN (1978), era composta por uma mistura de quartzo, feldspato e mica, com grãos angulares, e apresentava alta compressibilidade. As curvas de VILLET e MITCHEL (1981)

representam os resultados da areia quartzosa de Monterey, com grãos arredondados, e apresentou baixa compressibilidade. As curvas do estudo de BALDI et al. (1982) com areia de Ticino, composta por uma mistura de quartzo, feldspato e mica, com grãos subangulares, apresentaram compressibilidade moderada, situando-se entre as duas areias referidas anteriormente (ROBERTSON e CAMPANELLA, 1983a).

Segundo JOUSTRA e GIJT (1982), a maioria das areias quartzosas apresenta uma pequena variação na compressibilidade, que depende da angulosidade dos grãos.

De acordo com ROBERTSON e CAMPANELLA (1983a), as areias quartzosas angulares tendem a ser mais compressíveis que as areias quartzosas arredondadas.

A afirmativa feita por ambos os pesquisadores deve-se ao fato dos grãos angulares possibilitarem um maior embricamento.

BALDI et al. (1986), apud LUNNE et al. (1997), realizaram inúmeros ensaios de calibração na areia de Ticino tendo como características partículas subangulares e composta por uma mistura de mica, feldspato e quartzo. Para a areia de Ticino BALDI et al. (1986) recomendaram para estimativa da densidade relativa a seguinte expressão:

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln \left(\frac{q_c}{C_o (\sigma')^{C_1}} \right) \quad (2.1)$$

sendo:

C_o , C_1 , C_2 = constantes do solo;

σ' = tensão efetiva em kPa, tensão média, σ'_m , ou tensão vertical, σ'_{vo} ;

q_c = resistência de ponta do cone, kPa.

Através da Figura 2.7a pode-se estimar a densidade relativa para uma determinada areia normalmente adensada a partir do ensaio CPT e da tensão efetiva vertical, σ'_{vo} . Pela Figura 2.7b, pode-se estimar a densidade relativa, D_r , para areias pré-adensadas em função dos resultados do ensaio CPT e da tensão efetiva média, σ'_m .

Segundo LUNNE et al. (1997), o aumento no tamanho dos grãos pode aumentar a resistência de ponta do cone, e um aumento no coeficiente de uniformidade pode diminuir a resistência de ponta a uma dada densidade relativa.

KULHAWY e MAYNE (1990) apresentam a seguinte expressão para estimar a densidade relativa:

$$D_r^2 = \frac{q_{c1}}{305 Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \quad (2.2)$$

sendo:

q_{c1} = resistência de ponta do cone normalizada, de acordo com a seguinte expressão:

$$q_{c1} = \frac{q_c/p_a}{(\sigma'_v/p_a)^{0,5}} \quad (2.3)$$

p_a = pressão atmosférica na mesma unidade que q_c ;

Q_c = fator de compressibilidade, mostrado na Tabela 2.3;

Q_{OCR} = fator de pré-adensamento = $OCR^{0,18}$, onde OCR é a razão de pré-adensamento;

$$Q_A = \text{fator de envelhecimento, } Q_A = 1,2 + 0,05 \log \left(\frac{t}{100} \right) \quad (2.4)$$

t = tempo, em anos.

Tabela 2.3- Valores para o fator de compressibilidade, Q_c (Kulhawy e Mayne, 1990).

Tipo de Areia	Grau de Compressibilidade	Q_c
Areia predominantemente quartzosa, grãos arredondados com pouco ou nenhum fino	Baixa compressibilidade	0,91
Areias quartzosas com feldspato e/ou vários percentuais de finos	Média compressibilidade	1,00
Alto teor de finos, mica ou outros minerais compressíveis	Alta compressibilidade	1,09

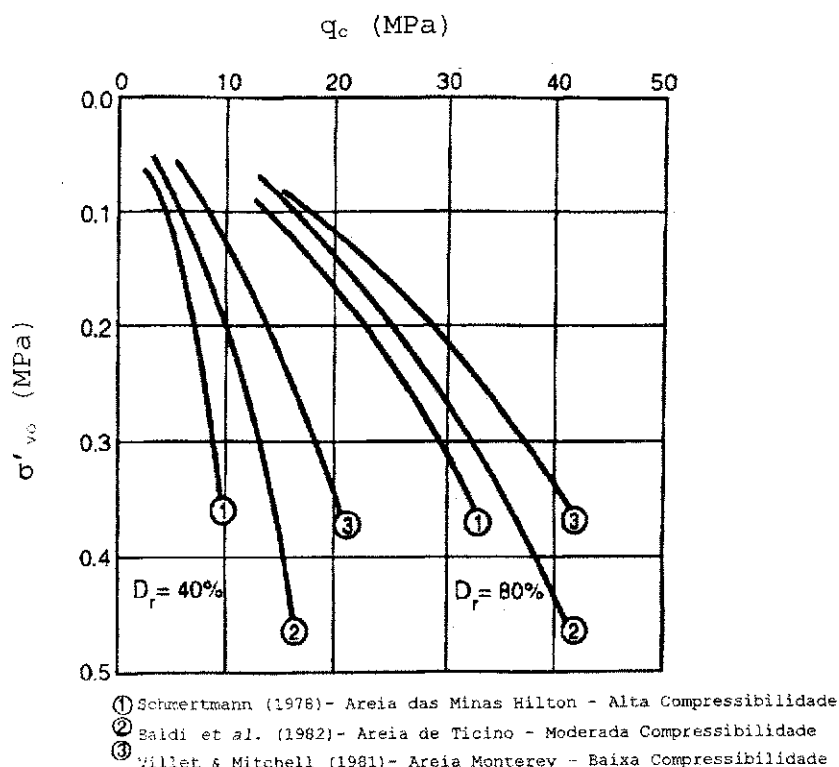


Figura 2.6- Efeito da compressibilidade da areia sobre q_c , σ'_{vo} e D_r (Robertson e Campanella, 1983a).

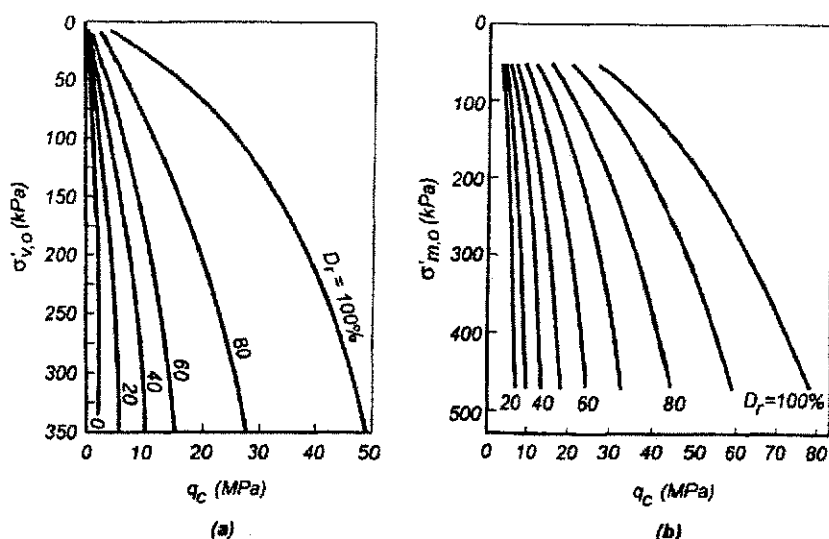


Figura 2.7- Relação q_c , σ'_{vo} e D_r para areia de Ticino (a) normalmente adensada e (b) pré-adensada (Baldi et al., 1986, apud Velloso e Lopes, 1996).

2.2.2.2. Parâmetro de Estado (ψ)

Segundo SLADEN (1989), o parâmetro de estado, ψ , é um índice mais adequado que a densidade relativa para representar o comportamento de um solo. Segundo o autor, a relação entre a resistência de ponta corrigida e o parâmetro de estado varia sistematicamente com o nível de tensão média.

O parâmetro de estado define o comportamento da areia em termos do índice de vazios e do nível de tensões num estado último, ou estado crítico.

Segundo BEEN et al. (1986, 1987b), apud LUNNE et al. (1997), o parâmetro de estado pode ser calculado a partir de ensaios de cone através da seguinte expressão:

$$\frac{q_c - \sigma'_m}{\sigma'_m} = \kappa \cdot \exp^{(-m \cdot \psi)} \quad (2.5)$$

sendo:

q_c = resistência de ponta do cone;

σ_m = tensão média;

σ'_m = tensão efetiva média;

κ , m = são parâmetros determinados em função da inclinação da linha de estado crítico, λ_{ss} . Estes parâmetros são obtidos em gráficos, como mostrados na Figura 2.8. A inclinação da linha de estado crítico pode ser utilizada para determinar indiretamente a compressibilidade dos solos; as areias de alta compressibilidade apresentam os valores de λ_{ss} maiores que as areias de baixa compressibilidade (LUNNE et al., 1997).

2.3.2.3. Tensão Horizontal *in situ* (σ'_{ho})

A tensão horizontal, σ'_{ho} , ou o coeficiente de empuxo no repouso, K_c , são de grande importância na interpretação dos resultados de ensaios de CPT; no entanto, sua medida "in situ" é de difícil obtenção.

JEFFERIES et al. (1987) introduziu na luva de atrito do cone um transdutor adicional, para a medida de tensão horizontal no solo, passando este equipamento a denominar-se HSC (Horizontal Stress Cone).

As determinações de σ'_{ho} ou K_o a partir de ensaios de CPT em areias, são estimativas aproximadas com base nos seguintes aspectos: história geológica, compactidade, medida de tensão lateral.

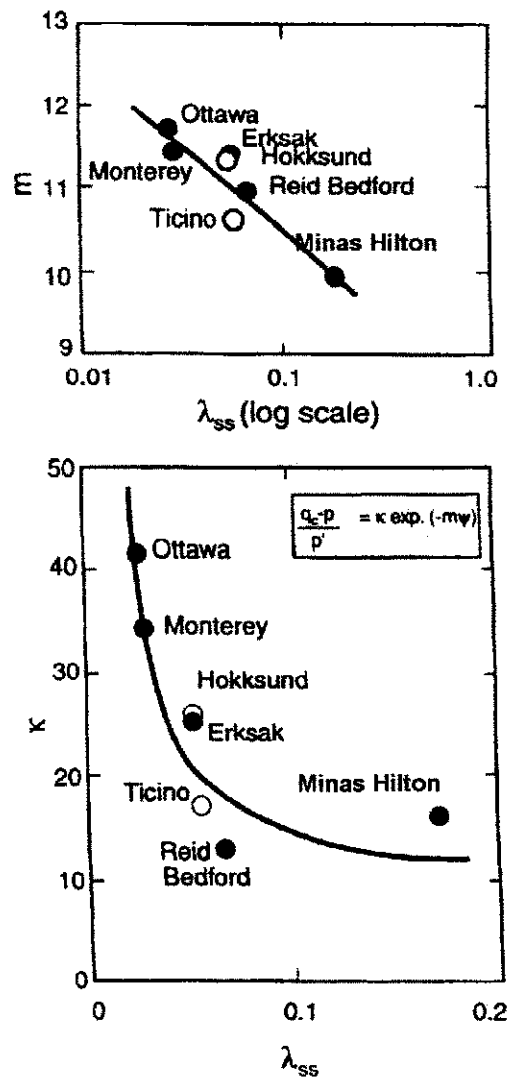


Figura 2.8- Relação entre κ e m em função de λ_{ss} (Baldi et al., 1986).

1. Evidências Geológicas

Segundo LUNNE e CHRISTOPHERSEN (1983), apud LUNNE et al. (1997), quando é possível determinar a razão de pré-adensamento, OCR, a partir de evidências geológicas, K_o pode ser estimada pela seguinte correlação empírica:

$$\frac{K_{o(PA)}}{K_{o(NA)}} = OCR^m \tag{ 2.6}$$

Segundo JAKY (1944) tem-se:

$$K_{o(PA)} = (1 - \text{sen}\phi') \text{OCR}^{\text{sen}\phi'} \quad (2.7)$$

$$K_{o(NA)} = 1 - \text{sen}\phi'; \quad (2.8)$$

m = parâmetro que depende da compactidade da areia e do valor de OCR.

Segundo LUNNE e CHRISTOPHERSEN (1983), $m = 0,45$ e segundo MAYNE e KULHAWY (1982) $m = 0,65$ para solos arenosos (LUNNE et al., 1997).

2. Densidade Relativa

Segundo HOULSBY e HITCHMANN (1988), ensaios realizados com a areia de Leighton Buzzard, mostraram que:

$$\sigma'_{ho} = \frac{p_a}{A} \sqrt[0,6]{\frac{q_c}{p_a}} \quad (2.9)$$

sendo:

p_a = tensão de referência, igual a 100 kPa;

A = constante que depende da compactidade da areia.

KULHAWY e MAYNE (1990), a partir de resultados de ensaios em câmaras de calibração, desenvolveram uma expressão mais geral para a estimativa de σ'_{ho} :

$$\frac{\sigma'_{ho}}{p_a} = \frac{(q_c/p_a)^{0,25}}{35 \exp(D_r/20)} \quad (2.10)$$

Posteriormente, MAYNE (1991), apud LUNNE et al. (1997), propôs uma modificação na expressão 2.10, passando a ter a seguinte forma:

$$K_o = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} = \frac{(p_a / \sigma'_{ho}) \cdot (q_c / p_a)^{1,6}}{145 \exp \left[\left(\frac{(q_c / p_a) / (\sigma'_{ho} / p_a)^{0,5}}{12,2 (OCR)^{0,18}} \right)^{0,5} \right]} \quad (2.11)$$

A partir da expressão 2.11 obtém-se um conjunto de valores de K_o , por meio de interações.

MAYNE e KULHAWY (1982) constataram a existência de uma correlação entre K_o e OCR, a partir de experiências em areias com ciclos de carregamento-descarregamento simples devido ao pré-adensamento mecânico, a qual é representada pela seguinte expressão:

$$K_o = K_{o(NA)} \cdot OCR^{(1 - \text{sen } \phi')} \quad (2.12)$$

sendo:

$K_{o(NA)}$ = corresponde ao coeficiente de empuxo no repouso da areia normalmente adensada.

Segundo LUNNE *et al.* (1997), MAYNE (1992) sugeriu ainda uma fórmula prática para a estimativa de K_o , que é a seguinte:

$$K_o = 0,35 OCR^{0,65} \quad (2.13)$$

Podendo a expressão acima ser apresentada sob a seguinte forma:

$$OCR = 5,04 K_o^{1,54} \quad (2.14)$$

3. Medida da Tensão Lateral

Para este procedimento procura-se estimar σ'_{ho} a partir do atrito lateral, f_s , no ensaio CPT. No entanto, para

estabelecer uma correlação entre σ'_{ho} e f_s , é necessário algum conhecimento a respeito dos valores de atrito lateral de areias normalmente adensadas. Como a obtenção destes valores é muito difícil, este procedimento não é fácil de ser utilizado (LUNNE et al., 1997).

2.2.2.4. Ângulo de Atrito Efetivo (ϕ')

O ângulo de atrito, ϕ' , é o parâmetro geralmente utilizado para expressar a resistência ao cisalhamento de solos não coesivos.

Segundo LUNNE et al. (1997), têm sido desenvolvidos vários métodos para estimar o ângulo de atrito efetivo a partir de resultados do ensaio CPT. Estes métodos estão divididos nas seguintes categorias: correlações empíricas ou semi-empíricas e teoria de capacidade de carga.

1. Correlações Empíricas ou Semi-Empíricas

LUNNE e CHRISTOPHERSEN (1983) e ROBERTSON e CAMPANELLA (1983a) executaram estudos, com a finalidade de obter uma correlação entre a resistência de ponta do cone (q_c) e o ângulo de atrito (ϕ'). Os valores de ϕ' foram obtidos de ensaios em câmara de calibração, e verificou-se que a correlação apresentou uma dispersão elevada, devido à compressibilidade do solo.

Os resultados dos estudos de ROBERTSON e CAMPANELLA (1983a) estão apresentados na Figura 2.9, na qual observa-se que (q_c) aumenta linearmente com σ'_{vo} para ϕ' constante.

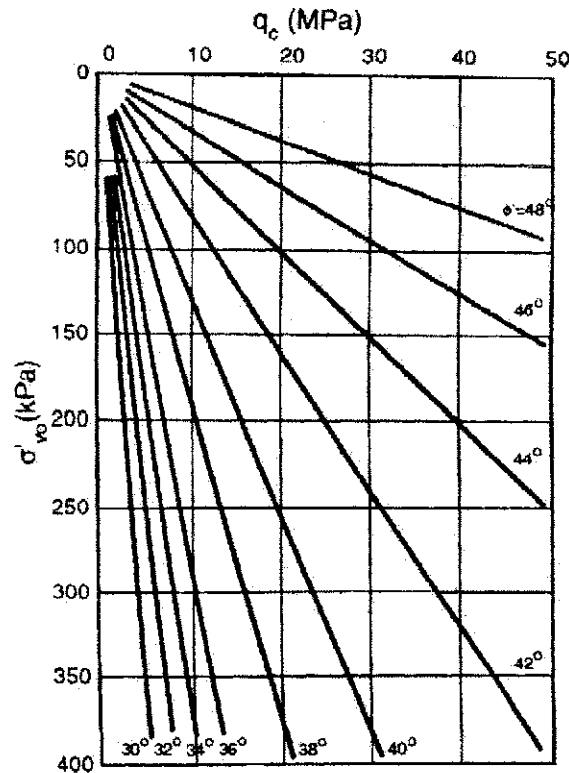


Figura 2.9- Relações σ'_{vc} , q_c , ϕ' (Robertson e Campanella, 1983a).

SALGADO et al. (1997) baseando-se na teoria da expansão de cavidade cilíndrica procuraram relacionar, a partir da análise de 400 ensaios de câmara de calibração, a resistência de ponta do cone com a densidade relativa, as tensões vertical e horizontal, o ângulo de atrito no estado crítico e as propriedades de tensão-deformação das areias. Nestes ensaios foram analisadas areias sílicas de média compressibilidade. A resistência de ponta do cone pode ser determinada a partir da seguinte expressão:

$$q_c = 2p_L e^{\pi \tan \phi_T \frac{(1+C)^{1+\beta} - (1+\beta)C - 1}{C^{2\beta(1+\beta)}}} \quad (2.15)$$

onde:

p_L = pressão limite da cavidade cilíndrica;

ϕ_T = ângulo de atrito na zona de transição entre as zonas plástica e elástica;

β = ângulo de plasticidade;

$$C = e^{(\pi/2)\tan\psi_T} \cot\theta_c; \quad (2.16)$$

ψ_T = ângulo de dilatância;

θ_c = metade do ângulo do vértice da ponta do cone;

$$\phi_T = \phi_c + 0,8 \psi_T \quad (2.17)$$

1. Teoria de Capacidade de Carga

Segundo LUNNE *et al.* (1997), foram desenvolvidos vários métodos para estimativa do ângulo de atrito (ϕ') baseados na teoria de capacidade de carga, dos quais os principais são: JANBU e SENNESET (1974) e DURGUNOGLU e MITCHELL (1975).

Segundo os autores, o primeiro método depende da forma da superfície de ruptura, que é representada pelo ângulo de plastificação, β . O método de DURGUNOGLU e MITCHELL (1975) relaciona o efeito da tensão horizontal "in situ" e a rugosidade do cone.

MARCHETTI (1988) apresentou, sob forma de gráfico, a solução de DURGUNOGLU e MITCHELL (1975), mostrada na Figura 2.10.

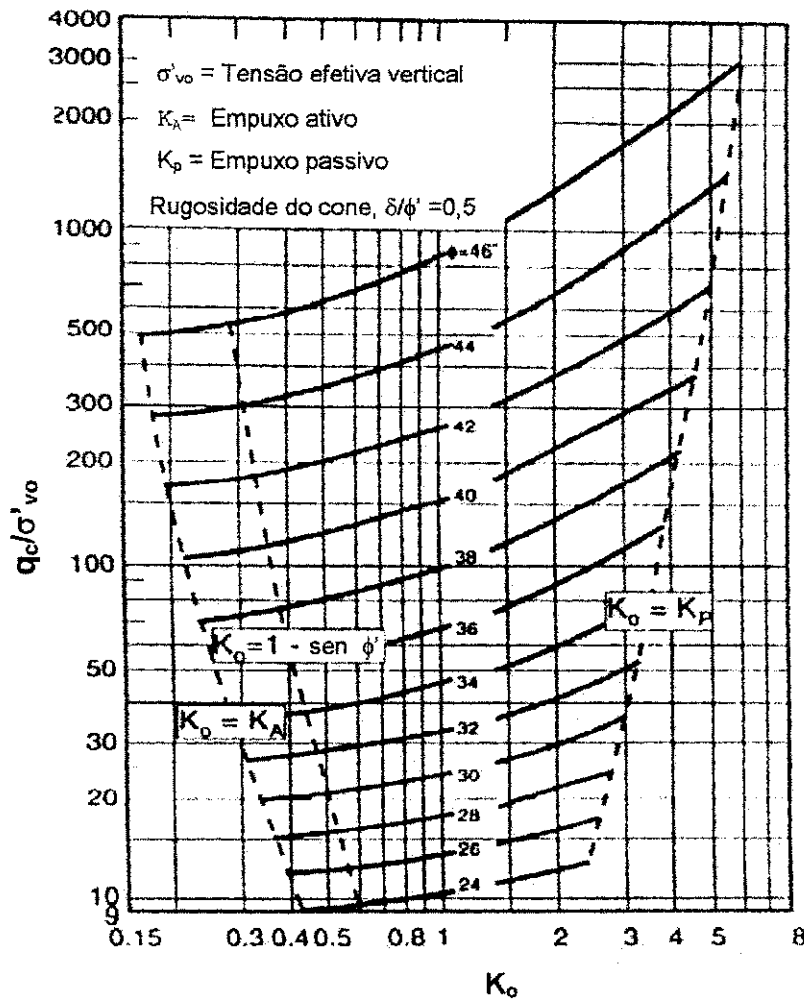


Figura 2.10- Representação gráfica do método de Durgunoglu e Mitchell (1975) (apud Marchetti, 1988).

2.2.2.5. Módulo de Deformabilidade (E')

LUNNE et al. (1997) constataram a partir de dados de câmara de calibração que o módulo de deformabilidade em areia depende principalmente da densidade relativa, razão de pré-adensamento e nível de tensão média.

O módulo de deformabilidade secante (E'_s) pode ser estimado a partir do ábaco apresentado na Figura 2.11, em função da deformação axial média e da história de tensões e OCR.

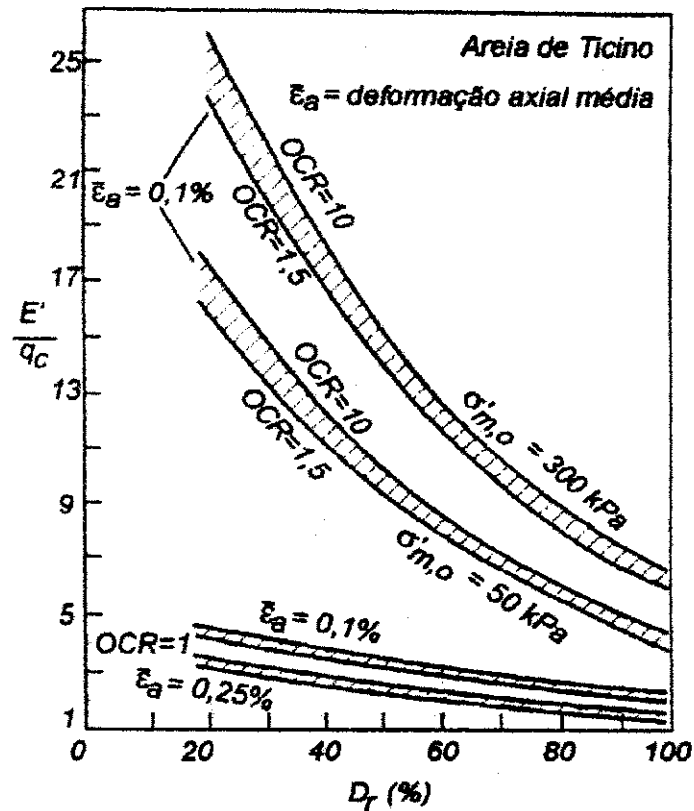


Figura 2.11- Ábaco para estimativa do módulo de deformabilidade para a areia de Ticino, a partir dos dados de CPT (Belloti et al., 1989).

JAMIOLKOWSKI et al. (1985), após analisar vários estudos laboratoriais, concluíram que a relação E'/q_c depende dos seguintes fatores:

- história de tensão e deformação da amostra utilizada na CC (Câmara de Calibração);
- densidade relativa da amostra;
- composição mineralógica da amostra, que é refletida na quebra de grãos.

2.3.2.1.6. Módulo de Cisalhamento Máximo (G_{max})

Segundo LUNNE et al. (1997), o módulo de cisalhamento é maior para pequenos valores de deformação e diminui para um aumento da deformação cisalhante. Para deformações cisalhantes inferiores a $10^{-3}\%$, o módulo de cisalhamento é constante e denominado *módulo de cisalhamento máximo*. A definição de G_{max} está mostrada na Figura 2.12.

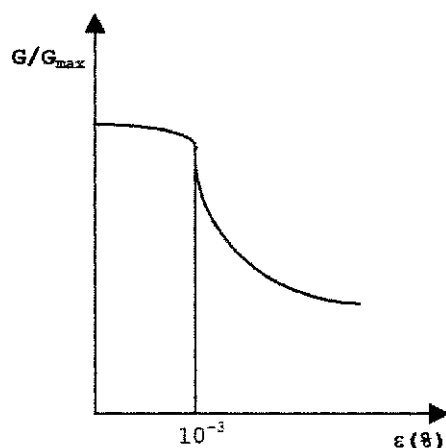


Figura 2.12- Definição do Módulo de Cisalhamento Máximo, G_{max} .

Segundo JAMIOLKOWSKI et al. (1988), a correlação existente entre q_c e G_{max} para solos não coesivos, não envelhecidos e não cimentados, pode ser fortemente influenciada pela compressibilidade do solo.

Segundo RIX e STOKOE (1991), é mais adequada a correlação G_{max}/q_c para pequenos valores de resistência de ponta normalizada, devido às variações na compressibilidade do solo.

Para areias quartzosas têm-se:

$$G_{max}=1634 (q_c)^{0.25} (\sigma'_{vo})^{0.375} \quad (2.18)$$

2.2.3. Aplicação Direta em Projetos de Fundações

Nos últimos anos tem crescido muito a aplicação de ensaios CPT ou CPTU em projetos de fundações, sem a necessidade de obtenção de outros parâmetros geotécnicos. A principal aplicação direta do ensaio é a estimativa da capacidade de carga de estacas, pois este foi o principal objetivo para a criação do cone de penetração.

Existem vários métodos consagrados na literatura internacional para a estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de ensaios de cone de penetração, entre os quais cita-se: SCHMERTMANN (1978), DE RUITER e BERINGEN (1979) e BUSTAMANTE e GIANESELLI (1982), entre outros.

No Brasil os métodos baseados no CPT são os de AOKI VELLOSO (1975) e VELLOSO (1981). Torna-se necessário ressaltar que os métodos brasileiros foram desenvolvidos com base no cone mecânico; portanto, necessita-se de cuidados em sua aplicação para os resultados de ensaios de cone elétrico.

2.2.3.1. Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações Profundas

2.2.3.1.1. Método de SCHMERTMANN

Este método baseia-se no procedimento holandês para estimar a resistência de ponta, no qual toma-se a média dos valores de resistência de ponta de cone numa faixa de $0,7D$ a $4D$, abaixo da cota da ponta e $8D$ acima da cota da ponta da estaca, como ilustrado na Figura 2.13.

Portanto a resistência unitária na ruptura é:

$$q_u = \frac{\frac{I+II}{2} + III}{2} \quad (2.19)$$

onde:

- I → resistência de cone média abaixo da estaca, numa profundidade que varia entre $0,7D$ e $4D$, escolhida de modo que a condição mais desfavorável é obtida com relação a tensão de ponta calculada;
- II → resistência de cone mínima registrada abaixo da estaca na profundidade de $0,7D$ a $4D$;
- III → média da envoltória da resistência mínima do cone, registrada acima do nível da ponta da estaca, numa altura de $8D$. Na determinação desta média, valores acima do mínimo, estabelecido em II devem ser desprezados;
- D → diâmetro da estaca.

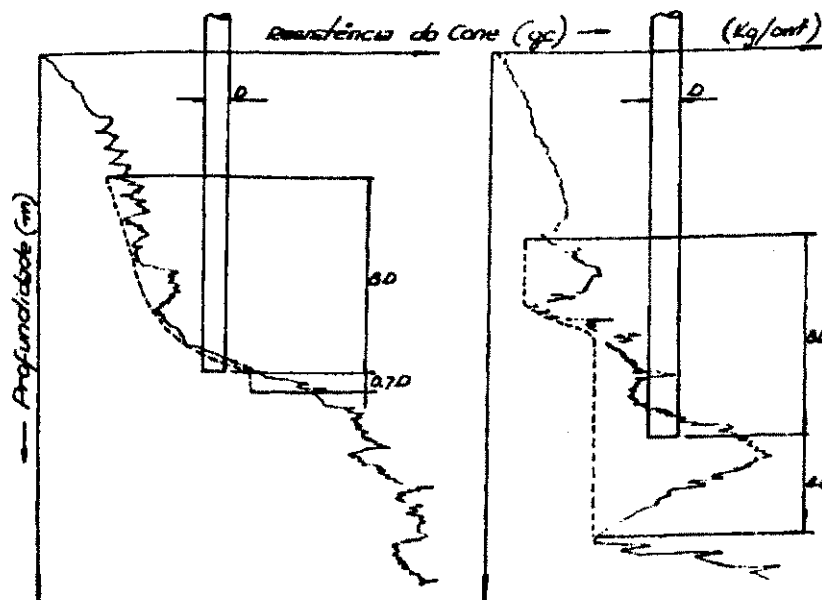


Figura 2.13- Método de Schmertmann para determinar a resistência de ponta unitária (apud Rogério, 1984).

Segundo ROGÉRIO (1984), após vários estudos *in situ* com modelos em escala natural propôs-se a seguinte expressão para a estimativa da capacidade de carga lateral:

$$Q_L = k \left[\sum_{d=0}^{3D} \frac{d}{8D} f_s A_L + \sum_{d=8D}^L f_s A_L \right] \quad (2.20)$$

onde:

Q_L = resistência lateral limite da estaca;

$k = \frac{f_{s(estaca)}}{f_{s(cone)}}$, é determinado dividindo-se L/D e entrando-se no

gráfico da Figura 2.14;

L = comprimento da estaca;

D = diâmetro da estaca (ou lado, para estacas quadradas)

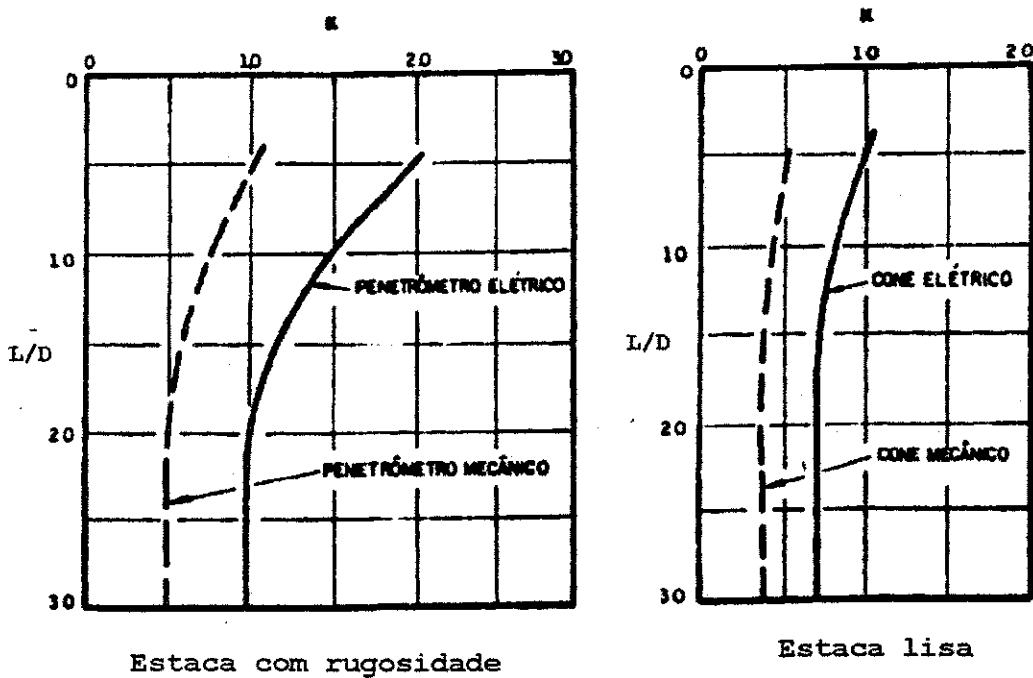


Figura 2.14- Curva de coeficientes K para estacas de concreto cravadas em areia (Rogério, 1984).

d = profundidade onde se considera $f_{s(\text{cone})}$;

A_L = área lateral da estaca por intervalo de profundidade para cada valor de $f_{s(\text{cone})}$;

$\bar{f}_{s(\text{cone})}$ = atrito lateral do cone.

Nos casos em que $f_{s(\text{cone})}$ não varia muito com a profundidade pode-se utilizar a seguinte expressão:

$$Q_L = k \left[\frac{1}{2} (f_s \cdot A_L)_{0-8D} + (\bar{f}_s \cdot A_L)_{8D-L} \right] \quad (2.21)$$

SCHMERTMANN recomendou alguns valores de f_s em areias, em função de q_c , conforme mostrados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4- Valores de f_s para diversos tipos de estacas (Schmertmann, 1978; apud Rogério, 1984).

Tipo de Estaca	f_s (% q_c)
Estaca pré-moldada	1,8
Estaca tipo Strauss	1,2
Estaca de madeira	1,8
Estaca tipo Franki	1,8
Estaca metálica tubada de ponta aberta	0,8
Estaca de aço	1,2
Estaca de concreto com pré-furo	1,2

OBS: q_c = resistência de ponta média ao longo do fuste da estaca.

2.2.2.1.2. Método de DE RUITER e BERINGEN

Segundo LUNNE et al. (1997), este método apresenta procedimentos diferentes para areia e argila.

No caso das argilas, inicialmente calcula-se a resistência ao cisalhamento não drenada, S_u , a partir da resistência de ponta do cone, q_c .

Segundo DE RUITER e BERINGEN (1979), em areia a resistência de ponta das estacas é influenciada pela resistência de ponta do cone na região entre $0,7D$ a $4D$ abaixo da ponta da estaca. A resistência de ponta é determinada a partir da seguinte expressão:

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (2.22)$$

sendo:

q_{c1} = valor médio determinado a partir dos valores de q_c ao longo dos caminhos (a-b) e (b-c); q_{c1} é calculado no trecho de $0,7D$ a $4D$ abaixo da ponta da estaca, sendo usado o valor mínimo de q_{c1} obtido, conforme mostrado na Figura 2.15.

q_{c2} = valor médio determinado a partir dos valores de q_c sobre uma distância de $8D$ acima da ponta do estaca, ao longo do caminho (c-e). No caso de areia, ignorar o pico de depressão inferior "x", mas para argila este deve ser incluído no caminho mínimo.

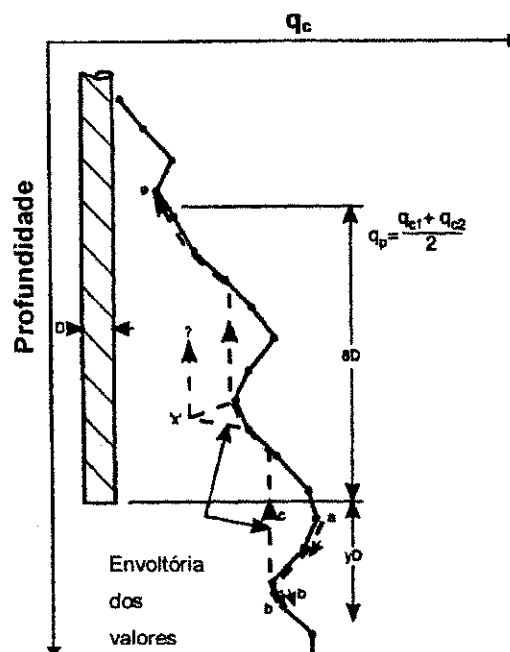


Figura 2.15- Cálculo da resistência de ponta média (De Ruiter e Beringen, 1979, *apud* Lunne *et al.*, 1997).

DE RUITER e BERINGEN (1979) sugerem os seguintes valores de atrito lateral unitário para areias:

$$\begin{array}{l} \text{Atrito lateral unitário } f_p \\ \text{Mínimo de:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} f_1 = 1,12 \text{ MPa} \\ f_2 = \text{atrito lateral CPT, } f_s \\ f_3 = q_c/300 \text{ (compressão)} \\ f_4 = q_c/400 \text{ (tração)} \end{array} \right.$$

2.2.3.1.3. Método de BUSTAMANTE e GIANESELLI

BUSTAMANTE e GIANESELLI (1982) propuseram as seguintes expressões:

$$q_{p(\text{fundação})} = k_c \cdot q_c \quad (2.23)$$

$$f_{s(\text{fundação})} = \frac{q_c}{\alpha} \quad (2.24)$$

sendo:

q_p = resistência de ponta da estaca ou fundação;

k_c e α = são valores retirados da Tabela 2.5;

q_c = valor médio da resistência de ponta do cone no trecho abaixo da ponta da fundação de 0 a 1,5D;

f_s = atrito lateral da estaca.

Portanto a expressão para a capacidade de carga será:

$$Q_R = A_p \cdot q_p + A_L \cdot f_s = A_p \cdot q_p + U \sum h_i \cdot f_{si} \quad (2.25)$$

Tabela 2.5 - Valores dos coeficientes k_c e α para vários tipos de solo (Bustamante e Gianceselli, 1982).

Tipo de Solo	q_c (kg/cm ²)	Fator de Ponta k_c		Coeficiente α			
		Estaca Escavada	Estaca Cravada	E. Escavada		E. Cravada	
				s/reves.	c/reves.	concreto	aço
Lama e argila mole	< 10	0,4	0,5	30	30	30	30
Argila medianamente rija	10-50	0,35	0,45	40	80	40	80
Silte e areia fofos	≤ 50	0,4	0,5	60	150	60	120
Argila e silte	> 50	0,45	0,55	60	120	60	120
Rocha calcária mole	≤ 50	0,2	0,3	100	120	100	120
Areia e pedregulho medianamente compactos	50-120	0,4	0,5	100	200	100	200
Rocha calcária alterada e fissurada	> 50	0,2	0,4	60	80	60	80
Areia e pedregulho compactos à muito compactos	> 120	0,3	0,4	150	300	150	200

2.2.3.1.4. Método SOLETANCHE

Segundo ROGÉRIO (1984), este método foi confirmado através de várias provas de carga por SOLETANCHE, e é válido para todos os tipos de estacas. Para este método foi desenvolvida a seguinte expressão:

$$Q_r = A_p \cdot q_{cp} \alpha_p + U \sum f_{si} \cdot h_i \quad (2.26)$$

sendo:

Q_r = capacidade de carga da estaca;

A_p = área da ponta de estaca, em cm^2 ;

q_{cp} = resistência de ponta do cone no nível da ponta da estaca ou tubulão, em kg/cm^2 ;

α_p = fator de escala do ensaio, que depende do tipo de solo de acordo com a Tabela 2.6;

U = perímetro da fundação, em cm;

f_{si} = atrito lateral na camada i , em kg/cm^2 ;

h_i = espessura da camada i , em cm^2 .

O atrito lateral depende do tipo de solo e do tipo de fundação profunda, sendo definida pela seguinte expressão:

$$f_s = \alpha_f \cdot \frac{q_c}{\alpha_s} \quad (2.27)$$

Tabela 2.6– Valores de α_p (apud Rogério, 1984).

Tipo de Solo	α_p
Argila	0,50
Silte, silte argiloso, aluvião	0,45
Areia	0,40
Pedregulho	0,35

sendo:

α_s = coeficiente dependente do tipo de solo, conforme Tabela 2.7;

α_f = coeficiente dependente do tipo de fundação, conforme a Tabela 2.8;

q_c = resistência de ponta do cone ao longo do fuste da fundação.

Tabela 2.7- Valores típicos de α_s para vários tipos de solo (apud Rogério, 1984).

Tipo de Solo	α_s
Argila	50
Silte, argila arenosa, areia argilosa	60
Aluvião	60
Areia fofa $q_c < 80 \text{ kg/cm}^2$	100
Areia medianamente compacta $80 < q_c < 120 \text{ kg/cm}^2$	150
Areia compacta $q_c > 120 \text{ kg/cm}^2$	200

Tabela 2.8- Valores usuais de α_f (apud Rogério, 1984).

Tipo de Estaca	α_f
Estaca pré-moldada	1,25
Estaca tipo Franki	1,25
Estaca injetada	1,25
Estaca tubada	1,25
Estaca tipo Strauss	1,25
Perfis metálicos (I ou H)	1,10
Estacão $\phi < 1,50 \text{ m}$	0,85
Estacão $\phi \geq 1,50 \text{ m}$	0,75
Estaca barrete	0,75
Parede diafragma	0,75
Estaca Prancha de Aço	0,60
Estaca metálica cravada	0,60

2.2.3.1.5. Método de SANGLERAT

Para estacas de comprimento mínimo de $8D$, em solos homogêneos, a resistência de ponta da estaca é igual à resistência de ponta do cone, q_c .

$$q_p = q_c \quad (2.28)$$

A tensão admissível na ponta é:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{q_c}{2} \quad (2.29)$$

Para estacas ou tubulões em areia, tem-se:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{q_c}{6} \quad (2.30)$$

Para estacas escavadas a tensão admissível é determinada pelas seguintes expressões:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{q_c}{8} \text{ a } \frac{q_c}{12} \quad (2.31)$$

Para a determinação do atrito lateral SANGLERAT recomenda:

Em areia:

$$f_s = q_c/85 = 1,20\% q_c \rightarrow \text{para estacas pré-moldadas;}$$

$$f_s = q_c/120 = 0,83\% q_c \rightarrow \text{para estacas pré-moldadas com base alargada;}$$

$$f_s = q_c/55 = 1,82\% q_c \rightarrow \text{para estacas de madeira;}$$

$$f_s = q_c/85 = 1,20\% q_c \rightarrow \text{para perfis metálicos tipo I ou H;}$$

2.2.3.1.6. Método de MEYERHOFF

Segundo MEYERHOFF (1956), a capacidade de carga de uma estaca pode ser representada pela seguinte expressão (apud SANGLERAT, 1972):

$$Q = q_p A_p + f'_s A_s \quad (2.32)$$

sendo:

A_p = área da ponta da estaca;

q_p = resistência da ponta da estaca;

f'_s = resistência de atrito lateral;

A_s = área lateral da estaca.

Segundo MEYERHOFF, os valores de q_p estão sempre entre os valores limites de $(2/3)q_c < q_p < 1,5q_c$; pode-se, portanto, assumir que:

$$q_p = q_c \quad (2.33)$$

$$f'_s = 2f_s \quad (2.34)$$

Outros estudos comparativos mostraram as seguintes fórmulas empíricas para areias, expressas em t/ft² ou bar.

$$f'_s = q_c/200 \quad (2.35)$$

$$f'_s = N/50 \quad (2.36)$$

$$f'_s = q_c/400 \quad (2.37)$$

$$f'_s = N/100 \quad (2.38)$$

Tem-se portanto, para a capacidade de carga de estaca a seguinte expressão:

$$Q = q_c A_p + 2 f_s A_s \quad (2.39)$$

$$Q = [q_c(A_p + (A_s/200))] \quad (2.40)$$

2.2.3.1.7. Método de PHILIPPONNAT

Para solos heterogêneos PHILIPPONNAT (1980) propôs a seguinte expressão:

$$q_c = \frac{q_{c(A)} + q_{c(B)}}{2} \quad (2.41)$$

sendo:

$q_{c(A)}$ e $q_{c(B)}$ as resistências de ponta médias 3D acima e 3D abaixo da base da estaca, respectivamente. A resistência de

atrito lateral, f_s , é definido por: $f_s = \frac{\alpha_4}{F_3} q_c$, F_3 e α_4 estão

relacionados nas Tabelas 2.9 e 2.10.

Tabela 2.9- Valores de F_3 sugeridos por Philipponnat (1980).

Tipo de Solos	F_3
Argila e argila calcárea	50
Silte, argila arenosa e areia argilosa	60
Areia fofa	100
Areia mediantemente compacta	150
Areia compacta e pedregulho	200

Tabela 2.10– Valores de α_4 de acordo com Philipponnat (1980).

Contato solo-estaca	Tipo de Estaca	α_4
Concreto	Pré-moldada, moldada in situ, cravada/cravada por vibração e injetada	1.25
	Escavada (D <1.5)	0.85
	Barrilete e Escada (D >1.5)	0.75
Aço	Seção H	1.10
	Seção I e caixote	0.60
	Escavada c/ revestimento	0.30

3.2.1.8. Métodos Brasileiros

1. Método AOKI-VELLOSO

AOKI-VELLOSO (1975) definiram a capacidade de carga de uma estaca a partir da seguinte expressão:

$$P_u = r_p A_p + \sum U \Delta l r_1 \quad (2.42)$$

sendo:

r_p e r_1 obtidos a partir da resistência de ponta e resistência de atrito lateral do cone, através das seguintes expressões:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.43)$$

$$r_1 = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.44)$$

Δl = trecho no qual se admite r_1 constante;

U = perímetro da seção transversal da estaca;

A_p = área da ponta da estaca.

F_1 e F_2 são coeficientes de escala entre a estaca e o CPT, expressos na Tabela 2.11.

Tabela 2.11- Valores de F_1 e F_2 para vários tipos de estacas (Aoki e Velloso, 1975).

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Estaca Franki	2,50	5,0
Estaca Metálica e Pré-moldada	1,75	3,5
Estaca Escavada	3,0	6,0

Portanto, tem-se para a capacidade de carga a seguinte expressão geral:

$$P_u = \frac{q_c}{F_1} A_c + \sum U \Delta l \frac{f_s}{F_2} \quad (2.45)$$

2. Método VELLOSO

Segundo VELLOSO (1981), a capacidade de carga de uma estaca é dada a partir das seguintes expressões:

$$P_u = \alpha \lambda U \sum (f_i \Delta l) + \alpha \beta q_p A_p \quad (2.46)$$

$$P_u = \alpha \lambda U \sum (f_i \Delta l) + \alpha \beta \left(\frac{\bar{q}_{c1} - \bar{q}_{c2}}{2} \right) A_p \quad (2.47)$$

sendo:

α = fator de execução da estaca;

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{estaca cravada} \\ 0,5 \rightarrow \text{estaca escavada} \end{cases}$$

λ = fator de carregamento;

$$\lambda = \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{estacas comprimidas} \\ 0,7 \rightarrow \text{estacas tracionadas} \end{cases}$$

β = fator de dimensão da base ($\geq 0,2$)

$$\beta = \begin{cases} 1,016 - 0,016\left(\frac{D}{d}\right) \\ 0 \text{ para estacas tracionadas (para } D_b = D_f) \end{cases}$$

d_c = diâmetro da ponta do cone holandês;

\bar{q}_{c1} = média dos valores da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa altura de $8D$ acima da ponta da estaca, quando $L < 8D$, adotar valores nulos de q_c acima do nível do terreno.

\bar{q}_{c2} = média dos valores da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa altura de $3,5D$ abaixo da ponta da estaca.

2.2.4. Cálculo de Recalques de Fundações Superficiais

O ensaio de cone CPT, também é aplicado para a estimativa de recalques de fundações superficiais. Para a estimativa de recalques em areia pode-se utilizar os seguintes métodos: SCHMERTMANN (1970, 1978) e MEYERHOFF.

2.2.4.1. Método de SCHMERTMANN

SCHMERTMANN (1970) propôs o seguinte método para cálculo de recalque de solos arenosos:

$$S = C_1 C_2 \Delta \sigma \sum \frac{I_z \cdot z}{x \cdot q_c} \quad (2.48)$$

onde:

C_1 = fator de profundidade da fundação, dado por:

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{\Delta\sigma} \right) \quad (2.49)$$

C_2 = fator de tempo, dado por:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{T}{0,1} \right) \quad (2.50)$$

onde, T é dado em anos

$\Delta\sigma$ = acréscimo de tensão na base da fundação, ou seja:

$\Delta\sigma = \sigma - \sigma'_c$, onde σ é a tensão admissível do solo;

σ'_c = tensão efetiva devido ao peso do solo na cota da fundação;

q_c = resistência de ponta do cone;

Δz = espessura de uma das n camadas;

$$x = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \text{sapata quadrada} \\ 3,5 \rightarrow \text{sapata corrida} \end{cases}$$

I_z = fator de influência da deformação no centro de cada camada de q_c constante, determinada pela seguinte expressão (Velloso e Lopes, 1996):

$$I_z = \varepsilon_z E/q \quad (2.51)$$

sendo ε_z a deformação específica e q tensão devido ao peso do solo = $\gamma \cdot z$.

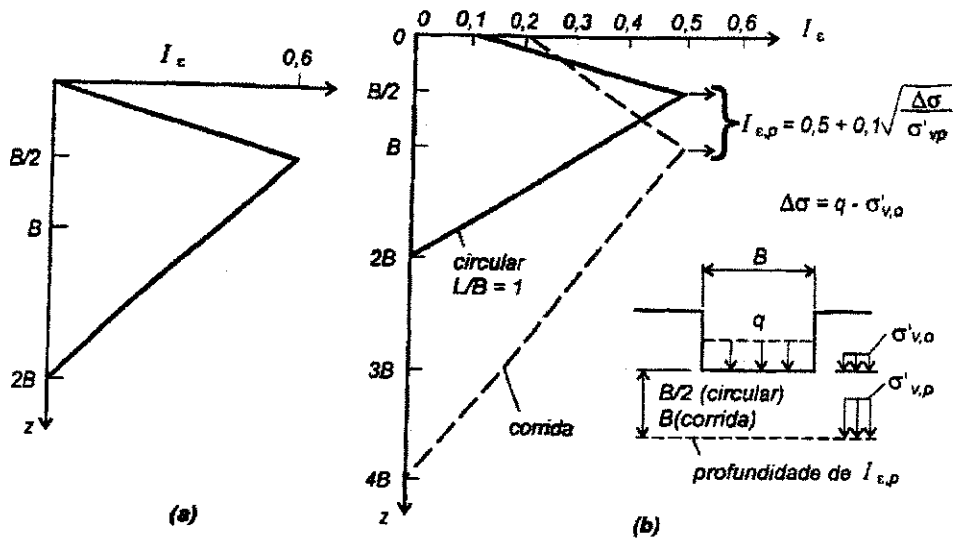


Figura 2.16- Perfis de índice de deformação específica (Velloso e Lopes, 1996).

Segundo VELLOSO e LOPES(1996), a partir de ensaios de placa, SCHMERTMANN (1970) verificou que os perfis de deformação específica apresentavam um pico a uma profundidade próxima a $B/2$ e que se anulava na profundidade próxima a $2B$, onde B representa o menor lado da fundação, conforme mostra a Figura 2.16a.

SCHMERTMANN et al. (1978) modificaram o método, ficando o perfil de índice de deformação com a forma mostrada na Figura 2.16b. O módulo de deformabilidade que inicialmente apresentava a expressão ($E' = 2 q_c$), passou a ser representado por:

$E' = 2,5 q_c \rightarrow$ sapatas circulares e quadradas;

$E' = 3,5 q_c \rightarrow$ sapatas corrida.

2.2.4.4. Método de MEYERHOFF

Segundo ROGÉRIO (1984), a expressão para o cálculo da recalque em areia proposta por MEYERHOFF é a seguinte:

$$S_i = \frac{\sigma B}{2 q_c} \quad (2.52)$$

onde:

S_i = recalque imediato;

σ = tensão de contato ou taxa admissível do solo;

B = largura da sapata;

q_c = resistência de ponta do cone até a profundidade B abaixo da sapata.

2.3. ESTACAS ROTATIVAS-INJETADAS

Segundo MARQUES (1997) as estacas rotativas-injetadas são executadas por meio de perfuratrizes capazes de perfurar mais de 30m em terrenos de subsolos com presença de estratos de alta resistência, com diâmetros de 10 a 45cm. As perfurações são feitas com circulação de lama ou com água, injetada por meio de motor-bomba.

A execução segue as seguintes etapas:

1. Execução de um furo com diâmetro um pouco maior que o diâmetro do tubo guia, de profundidade média de 1,5m;
2. Colocação do tubo guia (1,5m), com diâmetro interno um pouco maior que o diâmetro nominal da estaca;
3. Perfuração, com circulação de lama, com sapatas cortantes, com diâmetro igual ao diâmetro nominal da estaca até a profundidade desejada;

4. Colocação da armadura;

5. Injeção de argamassa, através de um tubo de 38mm (1^{1/2}”). A argamassa desce por este tubo, atinge o fundo da escavação e sobe ocupando o espaço existente, entre o tubo e a parede do furo, até transbordar na superfície. Ao subir, a argamassa empurra para fora da escavação toda lama que existia dentro do furo.

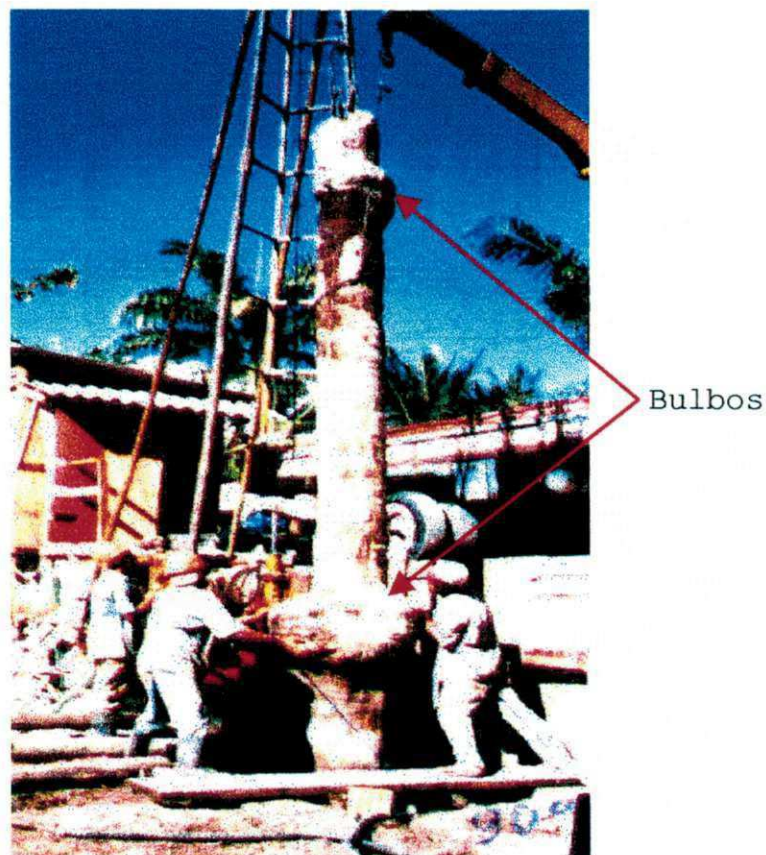


Figura 2.17- Estaca rotativa-injetada com dois bulbos.

Esta estaca caracteriza-se por uma elevada capacidade de carga devido ao alargamento de seu fuste, denominado por "bulbos". Segundo MARQUES (1999) os bulbos são executados através de um jato d'água ou de lama, que incide sobre as paredes do furo, logo após a perfuração completa da estaca. Em terrenos cujo o lençol freático situa-se em profundidades

superiores a 2 metros, em relação a cabeça da estaca, faz-se a perfuração sem revestimento. A Figura 2.17 apresenta uma estaca com dois bulbos.

O fuste da estaca é executado com argamassa fluída, com fator água/cimento variando entre 1 e 1,1; traço de 1:2,2 (cimento:areia grossa), para um $f_{ck} = 15\text{MPa}$.

Os bulbos têm saliências, em relação à parede do furo, de aproximadamente 10cm, o que corresponde à diferença entre o raio da haste de perfuração e o raio do fuste. O comprimento dos bulbos é da ordem de 35cm.

Na execução das rotativas-injetadas, normalmente utiliza-se três tipos de peças cortantes. Brocas tipo Roller-Bits, em estratos de alta resistência, tais como, concreções lateríticas, calcário arenítico ou coralíneo (RQD baixo a médio), etc. em rochas de maior dureza, utiliza-se a coroa com vídea ou diamantada. Para os demais solos, utiliza-se peças de aço ou dotadas de dentes de vídea (vulgarmente conhecida por carambola).

A anatomia da estaca depende da variação da compacidade das camadas ao longo da profundidade.

CAPÍTULO 3

DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO UTILIZADO NOS ENSAIOS

3.1. Generalidades

O equipamento utilizado na presente pesquisa foi desenvolvido pela COPPE-UFRJ, juntamente com a GROM - Automação e Sensores, e pertence à Universidade Federal do Ceará. O equipamento em questão é constituído basicamente por uma máquina de cravação, sistema de reação, um conjunto de hastes, o cone elétrico e sistema de aquisição de dados.

A Máquina de Cravação consiste de uma prensa hidráulica montada sobre um reboque de dois eixos, composto por perfis de aço ST-32 tipo "U" de 12", 6" e 3". A máquina crava no solo, à velocidade constante, o conjunto de hastes e o cone elétrico.

O Sistema de Aquisição de Dados é constituído por um conversor analógico-digital e por um microcomputador.

3.2. A Máquina de Cravação

A Máquina de Cravação SCR utilizada nesta pesquisa é constituída basicamente por dois sistemas: hidráulico e mecânico. O sistema hidráulico exerce sobre o sistema mecânico (dispositivo de cravação) a pressão necessária para a cravação do conjunto de hastes e o cone no solo.

A capacidade máxima da máquina de cravação é de 200kN, podendo sua velocidade de cravação variar de 0 a 3cm/s.

Para a cravação utiliza-se a velocidade padrão de 2cm/s. Com esta velocidade considera-se que as condições de carregamento são não drenadas para solos argilosos, nos quais a poro-pressão é gerada devido à baixa permeabilidade e drenadas para as areias. Para muitos autores existe uma grande influência entre a velocidade de cravação, resistência à penetração do solo, as características tensão-deformação e a permeabilidade do solo.

Para a retirada da composição de hastes utiliza-se a velocidade de 3cm/s, por ser esta a máxima velocidade disponível para o equipamento. Para esta velocidade, a retirada da composição de hastes consome um tempo longo, demorando bastante o ensaio, como um todo.

As dimensões da máquina utilizada na presente pesquisa são apresentadas na Figura 3.1.

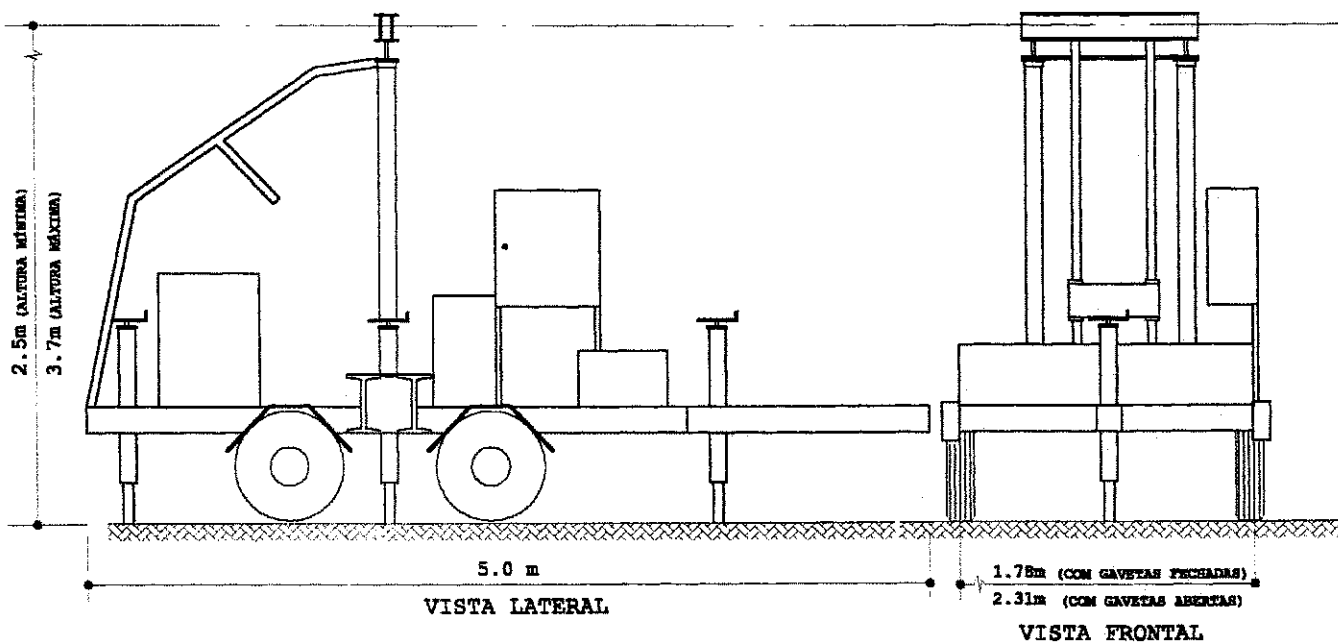


Figura 3.1- Máquina de Cravação utilizada na presente pesquisa.

Segundo DE RUITER (1982), a força de 200kN é a força máxima admissível para as hastes, para que não ocorra flambagem das mesmas. Esta força corresponde a uma profundidade de cravação de 25 a 30m em areias compactas e argilas rijas, e cerca de 80m para solos menos resistentes.

A máquina de cravação possui ainda um sistema elétrico composto por uma bateria de 12V, que posicionada próxima ao macaco traseiro, alimenta o no-break e o comando do sistema hidráulico. O no-break, com potência de 500VA, tem como função alimentar o computador e o sistema de aquisição de dados. Para manter a bateria em condição ideal de carga tem-se um alternador de 14V, acoplado ao motor de acionamento da bomba hidráulica, que fornece energia suficiente para o sistema de teste e para iluminação noturna.

As hastes utilizadas nesta pesquisa têm 1m de comprimento, diâmetro externo de 36mm, diâmetro interno de 16mm e roscas cônicas API. As hastes são fabricadas com aço DIN St 52 com tratamento na roscas, de modo que a resistência das emendas seja sempre superior à da barra.

3.2.1. Dispositivo de Cravação

Este dispositivo (Mandrill) transfere a carga do sistema hidráulico para as hastes de cravação, mantendo-as fixas ao dispositivo por meio de um anel, sendo a carga transferida por atrito.

No processo descrito acima, a carga de cravação (com até 200kN) é transmitida pelo mandril às hastes, e transforma-se em força radial, com até 1600kN. Esta transformação de forças só é possível por intermédio das bielas existentes no mandril.

Para que ocorra a compressão nas hastes é necessário um movimento relativo e um atrito mínimo entre a haste e o mandril. Para desativar a compressão é necessária uma inversão de movimento entre as referidas peças.

Este sistema possibilita enroscar uma haste simultaneamente à cravação da haste anterior, sem que seja necessário interromper o processo para desenroscar e enroscar a haste no cabeçote após a introdução de uma nova haste.

O dispositivo tem dois movimentos básicos que são controlados a partir de uma alavanca existente no dispositivo de cravação. Para a execução destes movimentos o mandril desloca-se verticalmente nos dois sentidos, para cima e para baixo: 1) cravação - neste movimento o mandril desce empurrando o conjunto de hastes para o interior do solo. A haste a ser cravada mantém-se fixa ao mandril próximo à sua extremidade superior, então o mandril desce empurrando-a até uma determinada altura do terreno; a partir daí sobe deslizando sobre a próxima haste, que já se encontra enroscada à haste anterior. Neste movimento o mandril sobe sem exercer pressão sobre a haste, pois seu objetivo é posicionar-se na extremidade superior da nova haste e posteriormente empurrá-la para o interior do solo, dando assim, continuidade a processo; 2) retirada - neste movimento o mandril só exerce pressão sobre a haste quando sobe, pois a intenção é retirar o conjunto de hastes do interior do solo. Ao contrário do movimento descrito anteriormente, o mandril ao descer desliza sobre a haste até posicionar-se na extremidade inferior da próxima haste a ser retirada do solo. O dispositivo de cravação é mostrado na Figura 3.2.

3.2.2. Registrador de Profundidade

Segundo BEZERRA(1996), o registrador de profundidade é constituído por duas partes: (1) sistema ótico mecânico, gera sinais elétricos que apresentam uma mudança de estado para cada milímetro de cravação e (2) circuito eletrônico, faz a contagem dessas mudanças de estado.

Segundo BEZERRA (1996), o sistema ótico mecânico é constituído por uma roda com perímetro de 84mm que gira sobre a haste, quando esta penetra no solo, e sobre o mesmo eixo da roda existe um disco com 21 dentes. A mudança de estado é detectada quando ao girar, os dentes do disco obstruem a passagem da luz; considera-se o início de um pulso como uma mudança de estado e o final como outra.

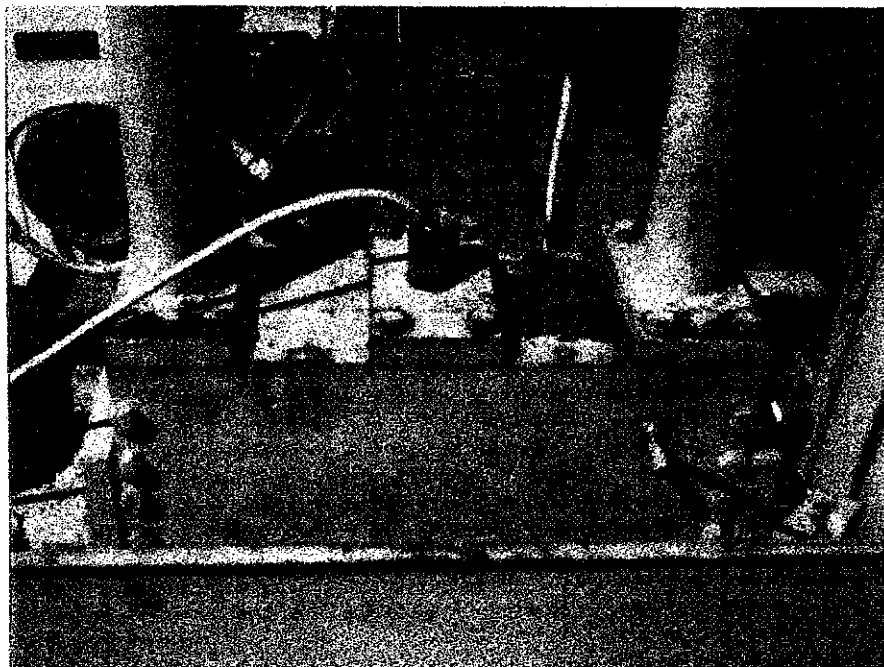


Figura 3.2 - Dispositivo de Cravação.

O circuito eletrônico que recebe os sinais do sistema ótico mecânico divide-se em quatro partes:

- filtro e condicionador dos sinais dos sensores óticos: evita ruídos e erros de leitura;
- decodificador: verifica se a mudança de estado corresponde a um movimento de cravar ou retirar a haste, e remete comandos para o contador aumentar ou reduzir a contagem;
- contador: conta o número de mudanças de estado ocorridas correspondente à profundidade cravada em milímetros, podendo contabilizar até a profundidade máxima de 64 metros;
- interface: é responsável pela comunicação entre os contadores e o computador. São transferidos segmentos de 8 bits do contador para o barramento do computador, que podem ser lidos de forma simples.

A Figura 3.3 mostra desenhos esquemáticos dos componentes do registrador de profundidade.

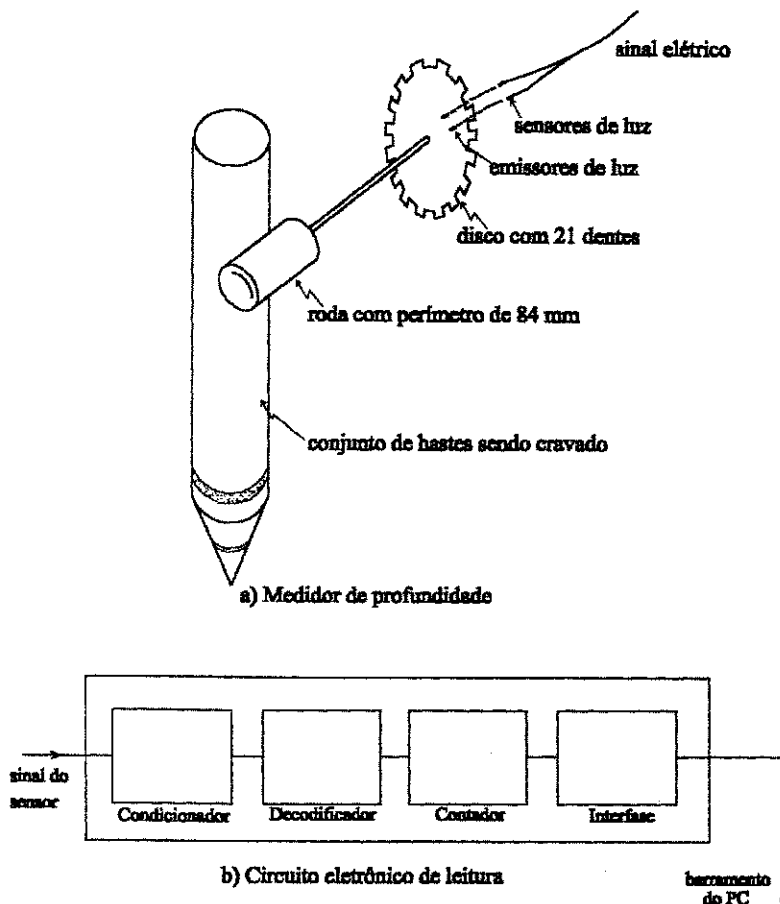


Figura 3.3 - Desenhos esquemáticos do medidor de profundidade e circuito eletrônico de leitura (Bezerra, 1996).

3.2.3. Dispositivo de Transporte

O dispositivo de engate utilizado pela máquina de cravação utilizada nos ensaios da presente pesquisa, possui hastes de engate alongadas, a fim de possibilitar maior estabilidade durante o transporte. A máquina de cravação pode ser rebocada através de veículos de pequeno porte.

Para traslado em asfalto recomenda-se uma velocidade máxima de 80km/h.

Recomenda-se que sistema de guias de hastes deve ser desmontado quando trafegar em terrenos acidentados, ou em

viagens de longa distância, para evitar danos ao raspador de lama.

3.2.4. Dispositivo de Reação

Devido ao seu pequeno peso, 15kN, a máquina de cravação necessita, em ensaios sobre solos mais resistentes, de dispositivos de reação. Nos ensaios da presente dissertação utilizou-se um sistema de quatro pequenas âncoras helicoidais, craváveis manualmente associadas à arruelas, chave, porca e alavanca.

As âncoras têm comprimento de 3,0m e são adaptáveis às gavetas existentes na máquina de cravação. A quantidade de âncoras necessárias é vinculada à resistência do solo, podendo-se utilizar duas ou quatro âncoras (ver Figuras 3.4).

A Figura 3.4 mostra as possíveis situações para ancoragem. A situação A com apenas duas âncoras. Esta situação proporciona uma certa aceleração no processo de ancoragem, pois as duas âncoras restantes podem ser posicionadas para o próximo furo.

No entanto, na situação B, tem-se a utilização das quatro âncoras é mais adequada para solos que apresentam maior resistência à penetração.

No caso de solos com resistência de cravação inferior a 30% da capacidade de carga total da máquina, é possível utilizar apenas duas âncoras.

A arruela e a porca travam a âncora na gaveta lateral ou na viga transversal enquanto que a chave da âncora e a alavanca, são utilizadas para cravar a âncora no solo.

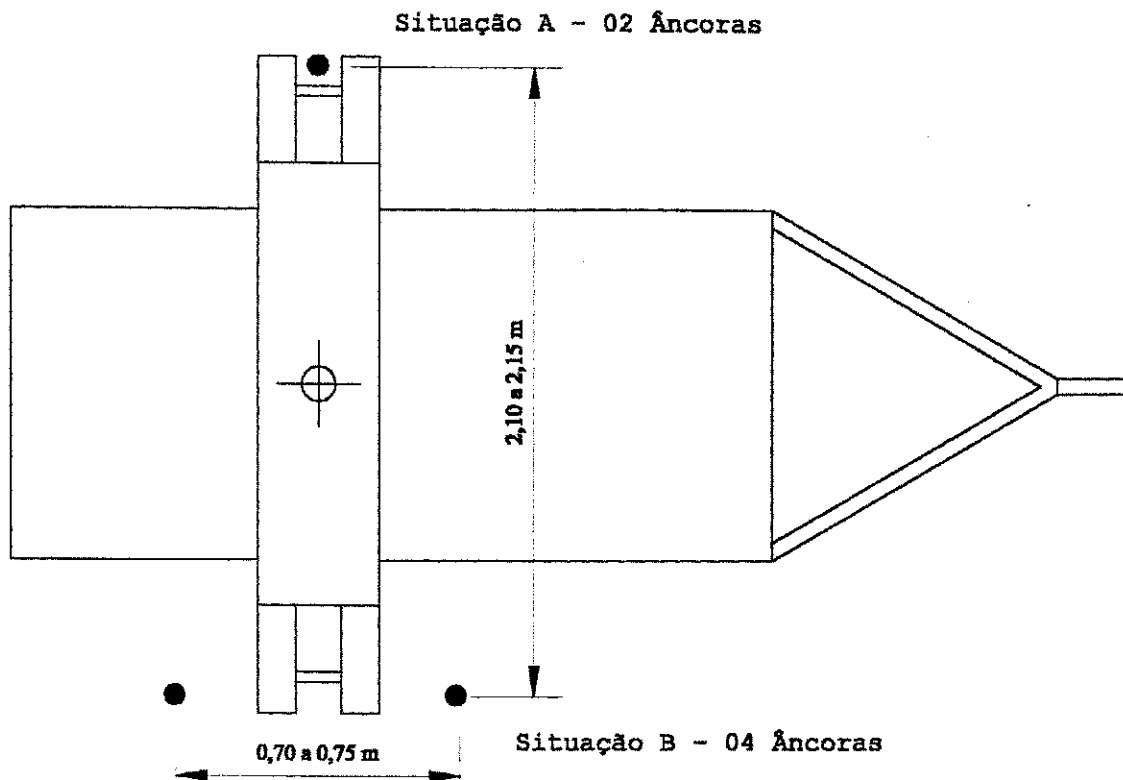


Figura 3.4 - Situações utilizadas para ancoragem da máquina de cravação.

Nos ensaios realizados para a presente dissertação, utilizou-se as duas situações expostas acima. Quando são utilizadas duas âncoras, estas se encaixam diretamente nas gavetas do equipamento. No caso de utilizar-se as quatro âncoras existe a necessidade de uma viga juntamente com a gaveta aberta para o encaixe das âncoras, como mostrado na Figura 3.5.

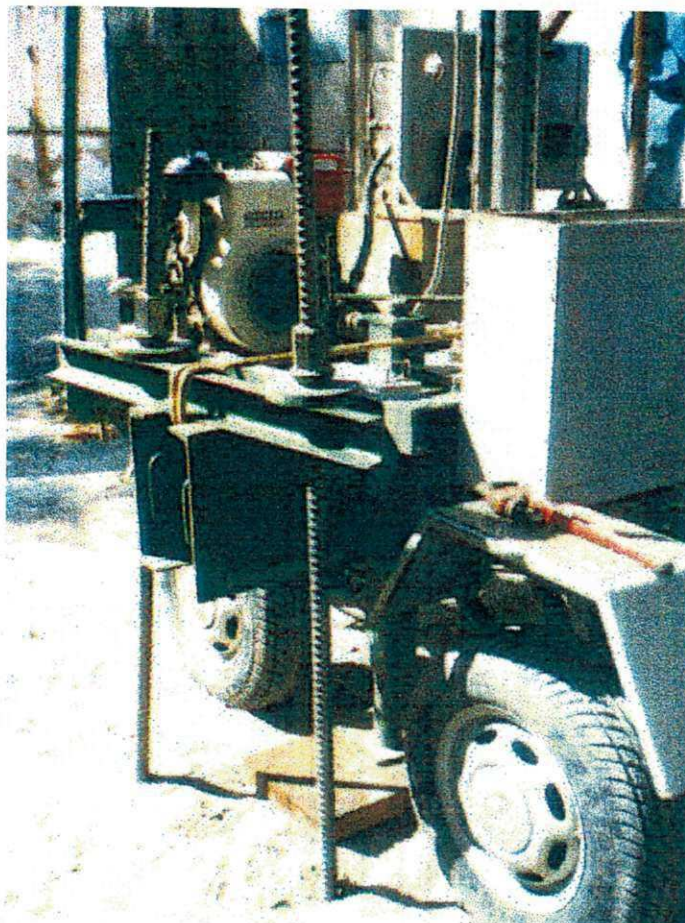


Figura 3.5 – Detalhe do dispositivo de ancoragem.

3.2.5. O Cone

O cone utilizado no ensaio possui área na base de 10cm^2 , ângulo no vértice de 60° . A luva de atrito localiza-se logo atrás da ponta cônica, possui uma área de 150cm^2 e diâmetro de $35,7\text{mm}$. O cone é fabricado em aço inox. É capaz de medir resistência de ponta e atrito lateral. O erro com a variação de temperatura (25°C a 60°C) é de $0,01\%$ do fundo de escala.

O cone elétrico utiliza uma célula de carga de ponta com capacidade de 60kN , com uma resolução de 6N , e a célula de carga de atrito tem 10kN de capacidade, com resolução de 2N .

Ambas as células são alimentadas com uma tensão de 10V, controlada através de um regulador externo, com fonte de alimentação de 15V.

3.2.6. Sistema de Nivelamento

Após o posicionamento do equipamento no local desejado, transferem-se os apoios das rodas para os pés metálicos e procede-se o nivelamento da máquina. Estes procedimentos têm como objetivo minimizar os deslocamentos da máquina durante o ensaio e garantir a verticalidade das hastes de cravação.

O sistema de nivelamento é constituído por quatro pés metálicos com macacos e um nível de bolha. Um pé metálico juntamente com um macaco é mostrado na Figura 3.6.

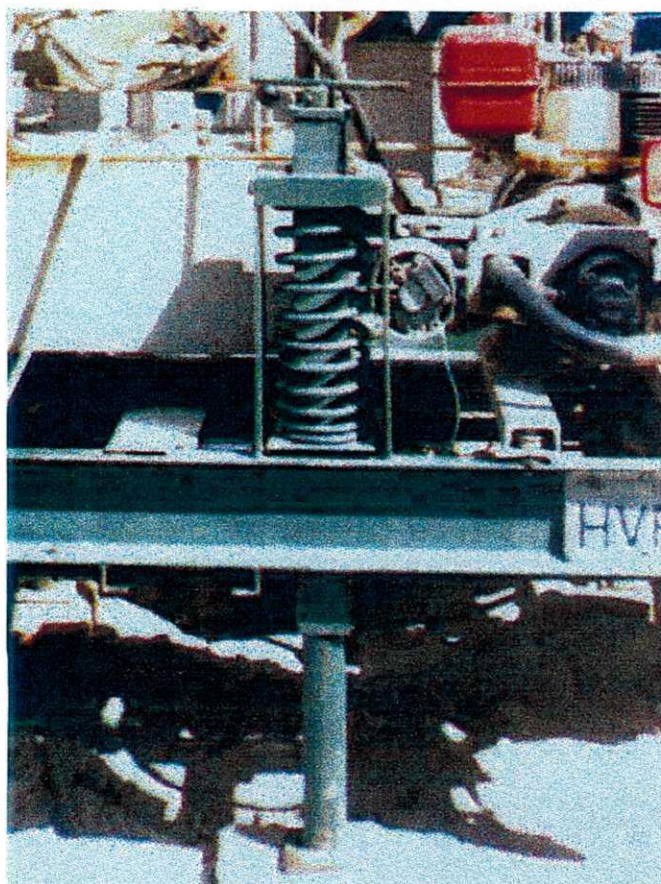


Figura 3.6 - Pé metálico com macaco para o nivelamento do equipamento.

3.2.7. Sistema de Aquisição de Dados

O sistema de aquisição de dados utilizado nesta pesquisa compõe-se de um microcomputador tipo "lap-top" compatível com IBM-PC. Na Figura 3.7 é mostrado o sistema utilizado.

Este sistema é alimentado por uma tensão de 110V. O cabo de alimentação possui um conector com grau de proteção IP67, com 14 vias.

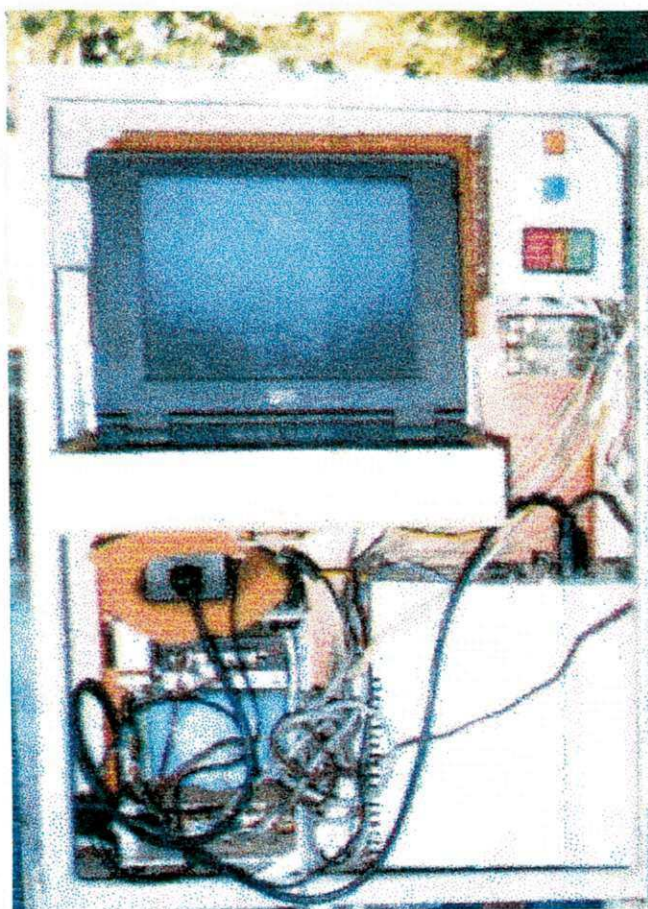


Figura 3.7 - Sistema de Aquisição de Dados.

Um conversor A/D (analógico-digital) converte os sinais elétricos (analógico) emitidos pelos transdutores em sinais binários (digital), sendo finalmente estes interpretados pelo

programa de aquisição de dados "ADAM", desenvolvido pela GROM. Durante a cravação o programa possibilita a plotagem simultânea dos gráficos de resistência de ponta e atrito lateral em função da profundidade, na tela do computador.

Como o equipamento em questão não dispunha de uma impressora ou plotter, e sendo o programa "ADAM" compatível com o programa gráfico "GRAPHER", os dados foram armazenados em discos flexíveis de 3^{1/2} polegadas, possibilitando assim, a impressão posterior dos gráficos.

CAPÍTULO 4

DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

4.1. Local Utilizado para os Ensaios

Escolheu-se para a realização da campanha de ensaios a orla marítima de Ponta Verde, pois esta é a região da cidade onde executam-se mais projetos de fundações. Trata-se também da região mais conhecida no aspecto geotécnico, através de sondagens SPT e de provas de carga (PC).

Considerando-se os aspectos relatados acima, escolheu-se para a execução dos ensaios desta pesquisa um depósito arenoso situado na orla marítima de Ponta Verde. Onde existem dados de sondagem SPT e prova de carga. A localização dos ensaios é apresentada na Figura 4.1.

4.1.1. Aspectos Geológicos e Geotécnicos da cidade de Maceió

A cidade de Maceió, capital do Estado de Alagoas, situa-se entre os meridianos $35^{\circ}40'00''$ e $36^{\circ}02'00''$ e os paralelos de $9^{\circ}28'00''S$ e $9^{\circ}50'00''S$. A cidade localiza-se na parte centro-oeste do litoral alagoano e no extremo oriental da área das lagoas Mundaú e Manguaba, limitando-se ao norte pelo município de Satuba, a oeste e sul pelos municípios de Pilar e Marechal Deodoro, e a leste pelo Oceano Atlântico.

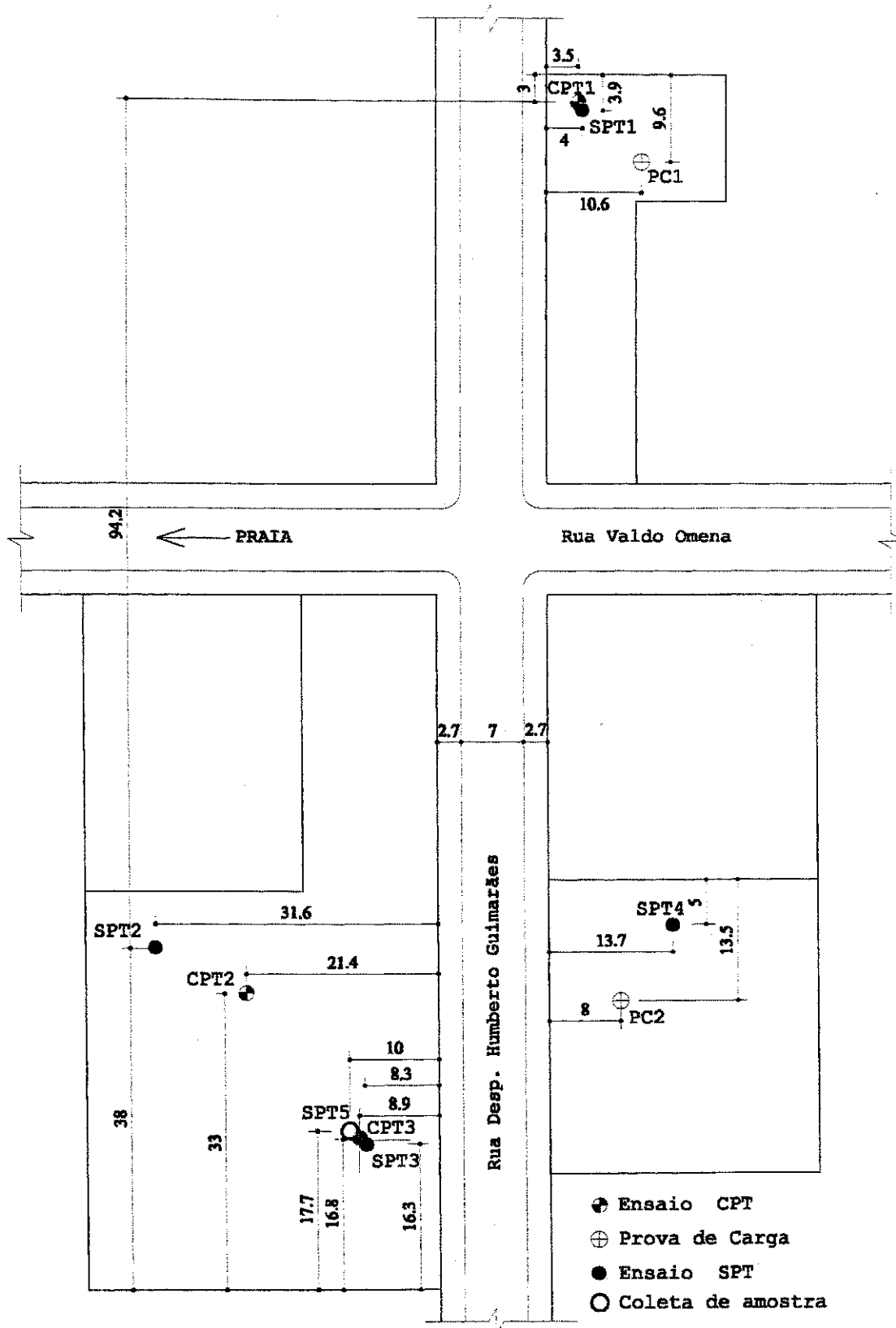


Figura 4.1- Local de realização da campanha de ensaios na cidade de Maceió.

Seu relevo é constituído essencialmente por planícies e tabuleiros.

As planícies ocorrem na região litorânea da cidade, a leste, entre o mar e as barreiras. Elas são formadas por sedimentos quaternários da classe de Solos Hidromórficos Minerais. Estes tipos de solos caracterizam-se por ocupar terrenos baixos, próximos às zonas saturadas, o lençol freático encontra-se próximo à superfície. São planícies aluviais, fluviomarinhas e fluviolacustres, dunas, terraços e arrecifes. As planícies aluviais são constituídas por areias, siltes e poucas argilas inorgânicas; as fluviomarinhas, por terraços e dunas; as fluviolacustres, por siltes argilo orgânicos e turfas; e os arrecifes são formados por arenitos e calcários. A Figura 4.2 apresenta a seção geológica típica de Maceió, e as planícies situam-se na região mais baixa da cidade.

Os tabuleiros situam-se na região mais ocidental da cidade, são formados por sedimentos terciários e quaternários (formação Barreiras) e pertencem à classe de Solos Minerais Não-Hidromórficos. Esta classe de solo é desenvolvida em regiões de boas condições de drenagem, e pouco afetada pelo lençol freático. Os relevos aplainados, típicos da formação Barreiras apresentam ainda, horizonte B textural, caracterizado por apresentar seqüência de horizontes A-B-C, com diferenciação nítida entre eles, principalmente entre os horizontes mais superiores, sendo que o horizonte A possui uma textura mais arenosa.

Os tabuleiros são constituídos por areias grossas, argilitos, arenitos grossos e conglomerados, com freqüentes níveis laterizados sendo o argilomineral predominante a

caulinita. Os tabuleiros têm espessura muito variável, condicionada pela intensidade da erosão no seu topo, mas tendo um valor máximo de 60 metros. A Figura 4.2 mostra os tabuleiros localizados na região mais elevada da cidade.

O local da campanha de ensaios desta pesquisa situa-se na região das planícies.

A litologia da região de Maceió está apresentada na Tabela 4.1.

Segundo MARQUES (1997), geotecnicamente o subsolo da região objeto deste estudo é constituído inicialmente por uma camada de areia fina a média, de compactidade fofa a medianamente compacta, com espessura de 3 metros. Posteriormente, uma camada de areia com textura semelhante à primeira, às vezes pouco siltosa de média compactidade a muito compacta, e sua espessura varia entre 1 e 10 metros, podendo ocorrer ocasionalmente com calcário arenítico. Abaixo destas camadas apresenta-se uma camada de areia fina siltosa com fragmentos de conchas, eventualmente pouco argilosa, de compactidade fofa, com espessura variando entre 1 e 12m. Em seguida existe uma camada com espessura superior a 10 metros, constituída por areia fina a grossa, com compactidade variando de média a muito compacta ou arenito. O lençol freático encontra-se à profundidade de 1 a 3 metros.

Nas Figuras 4.3a, 4.3b e 4.3c estão apresentados os perfis de sondagem à percussão, SPT, dos três furos próximos aos ensaios de CPT1, CPT2 e CPT3, respectivamente (ver localização dos ensaios na Figura 4.1).

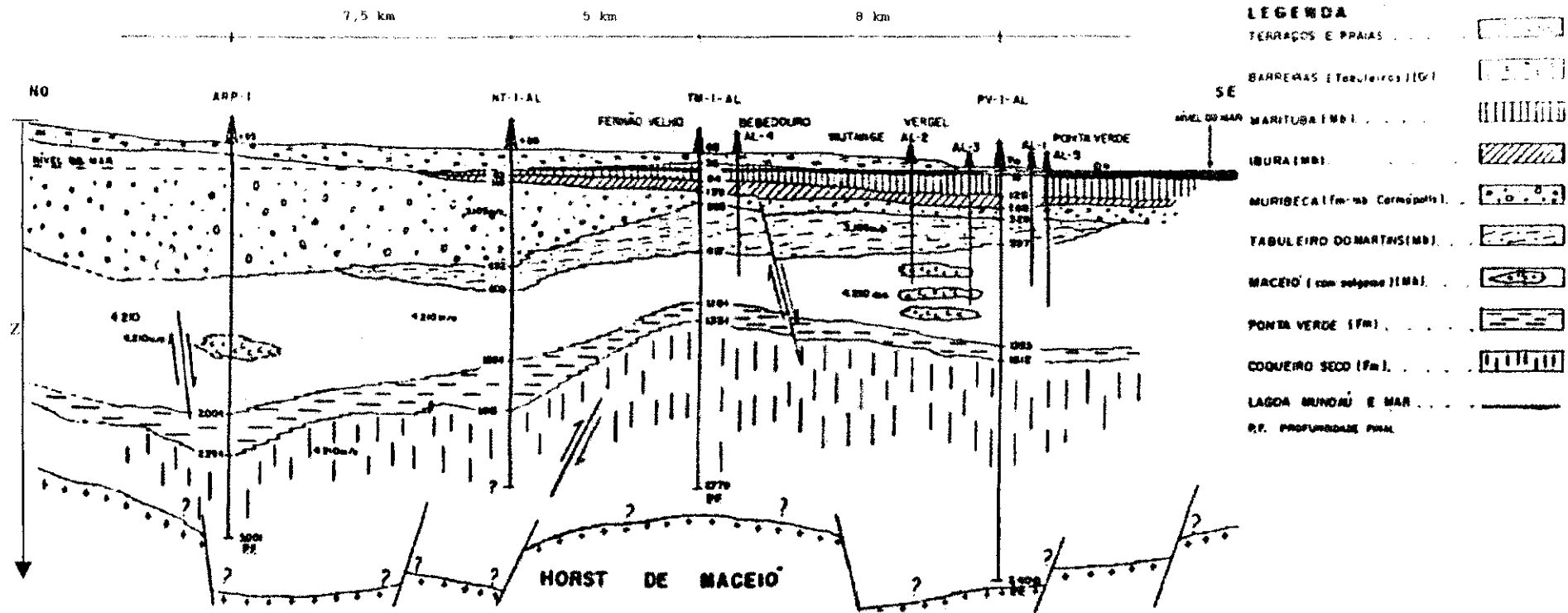


Figura 4.2- Seção geológica da região lagunar da cidade de Maceió, baseada na interpretação de refração sísmica (Lima, 1990).

Tabela 4.1- Coluna Estratigráfica da cidade de Maceió (Carvalho et al., 1987; Lima, 1990).

PERÍODO-IDADE	FORMAÇÕES	MEMBROS	LITOLOGIA	
QUATERNÁRIO			Areias, siltes, calcário e pouca argila, na área praieira (terraços marinhos), areias e argilas orgânicas, turfas (áreas próximas à lagoa).	
TERCIÁRIO	BARREIRAS		Constituído por segmentos terciários com argilitos, arenitos e conglomerados, com freqüentes níveis de laterizados.	
CRETÁCEO SUPERIOR	PIAÇABUÇU	MURIBECA	Acumulação de carapaças de animais, calcário, arenito, siltito e argilito.	
		IBURA		
CRETÁCEO INFERIOR	MURIBECA	IBURA	Constituído por salgema, gesso e anidrita com intercalações de folhelhos e algum arenito e calcário dolimítico.	
		CARMÓPOLIS	São grandes depósitos de seixos, calhaus e boulders graníticos.	
		TABULEIRO DOS MARTINS	Constituído por folhelhos e calcário em folhas e arenitos.	
		MACEIÓ	Intercalações de folhelhos, salgema e arenitos com petróleo ou gás.	
	PONTA VERDE	PONTA VERDE	Constituído por folhelhos cinza esverdeados, com pequenas intercalações de siltitos arenosos.	
	COQUEIRO SECO	MANGUABA		Intercalações de folhelhos betuminosos, arenito com misturas de argila e feldspato róseo e calcário nas partes superior e inferior.
			ROTEIRO	
FRANCÊS				

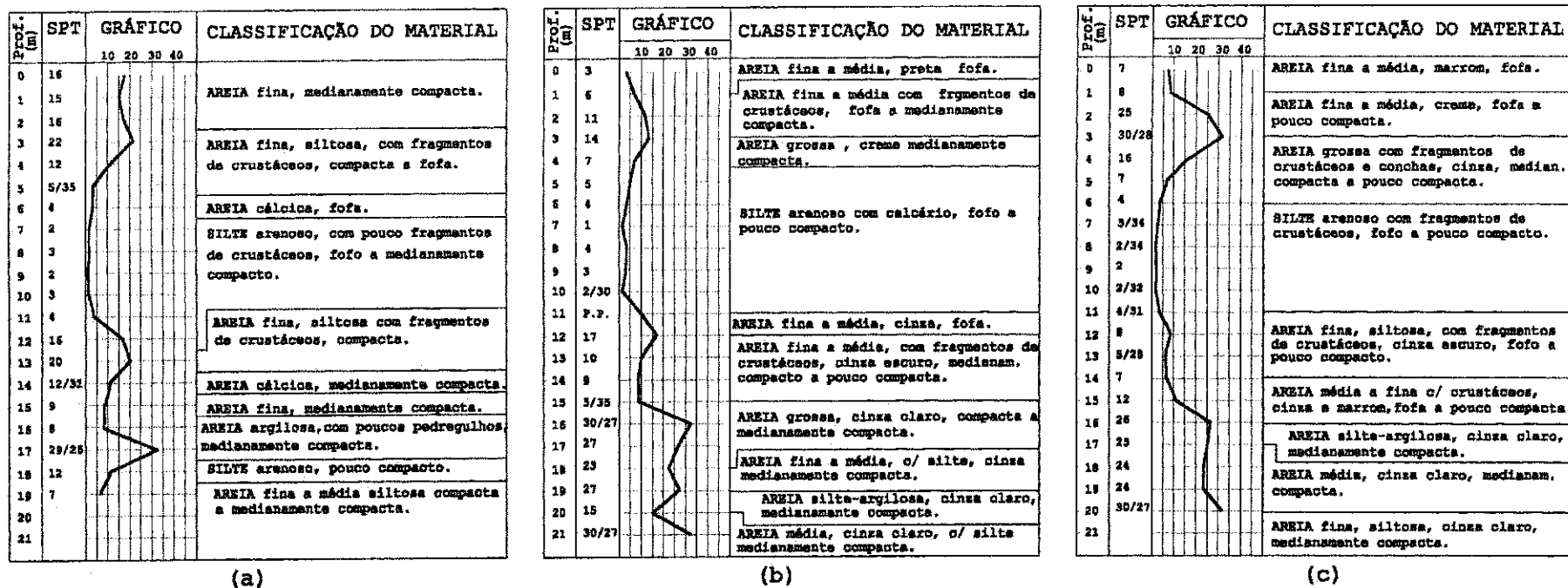


Figura 4.3 – Perfis SPT da região pesquisada: (a) SPT1, (b) SPT2 e (c) SPT3.

A capacidade de carga para fundações profundas no local pesquisado foi determinada a partir de duas provas de carga estáticas com carregamento lento em estágios (Slow maintained load) segundo os procedimentos da NBR 6121 (Norma Brasileira para execução de prova de carga vertical), realizadas no local dos ensaios. É importante ressaltar que as estacas ensaiadas são do tipo escavada com bulbos de alargamento em determinadas profundidades. Acredita-se que estes bulbos aumentem consideravelmente a capacidade de carga das estacas. Estas estacas são conhecidas com o nome de estacas rotativas injetadas (MARQUES, 1997).

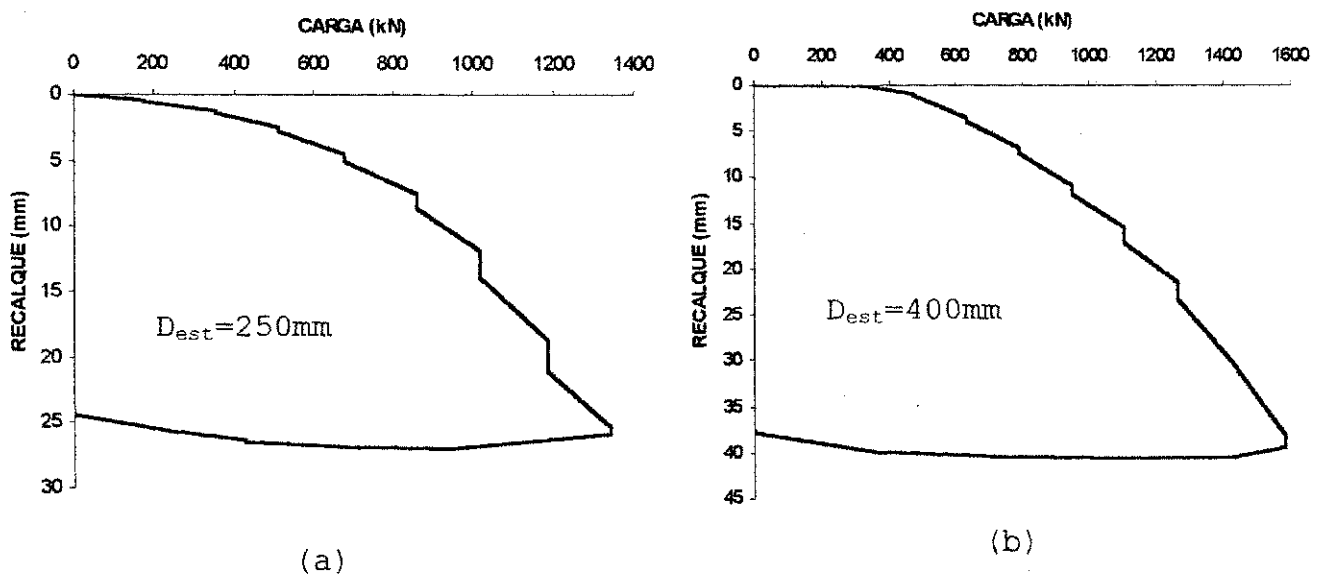


Figura 4.4- Curvas carga x recalque obtidas a partir de prova de carga no local dos ensaios; (a) PC1 e (b) PC2.

Como pode ser verificado na Figura 4.1 a prova de carga PC2 foi executada nas proximidades dos ensaios CPT2 e CPT3. Entretanto, não há furo de CPT próximo à PC2. Para verificar qual dos ensaios CPT deve ser comparado ao resultado da prova de carga PC2, fez-se comparações gráfica e quanto a variabilidade estatística entre os perfis de sondagem SPT2 e

SPT3 (próximos a CPT2 e CPT3, repectivamente) com o perfil de sondagem SPT4 (próximo a prova de carga PC2), acrescentou-se também a esta comparação o perfil de sondagem SPT5. A comparação gráfica é apresentada na Figura 4.5, esta foi estabelecida após as correções de nível dos perfis. A comparação numérica entre os ensaios é apresentada na Tabela 4.2.

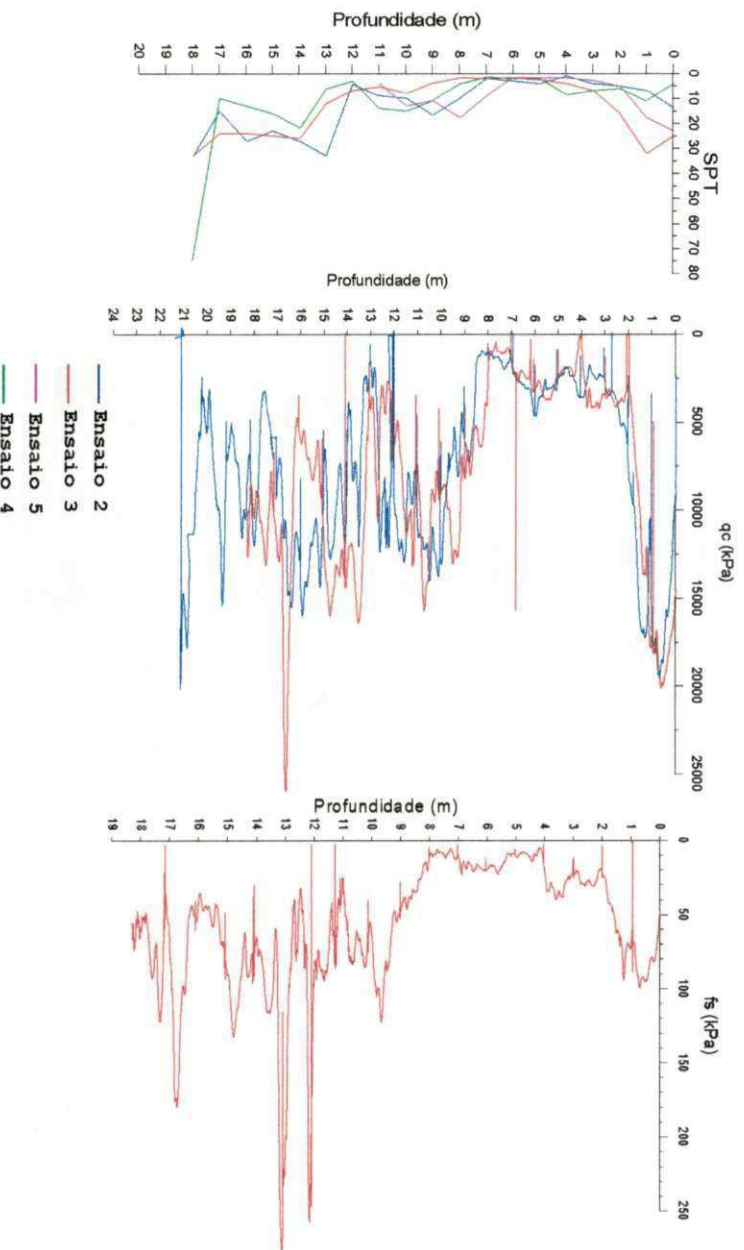


Figura 4.5- Comparação entre os perfis de sondagem dos Ensaio 2, Ensaio 3 e Ensaio 5 com o perfil de sondagem do Ensaio 4 (próximo à PC2).

Tabela 4.2- Variabilidade dos furos de sondagem SPT2, SPT3 e SPT5 em relação ao furo de sondagem SPT4.

	SPT2	SPT3	SPT5
EP (%)	579,5	709,2	917,6
DP (%)	104,9	116,1	117,3
CV (%)	119,9	121,1	80,0

Verifica-se a partir dos perfis apresentados na Figura 4.5 que os perfis de sondagem SPT3 e SPT4 apresentam comportamentos semelhantes. Entretanto a partir da Tabela 4.2 verifica-se que os resultados de variabilidade entre os furos de sondagem, em relação ao furo SPT4, são menores para os furos SPT2 e SPT5. Considerando-se que apenas os furos SPT2 e SPT3 possuem correspondentes ensaios CPT, portanto os resultados da prova de carga PC2 são comparados ao resultados de capacidade de carga calculados para o ensaio de cone CPT2.

No local dos ensaios foram coletadas amostras do solo para execução de ensaios de granulometria. Para isto utilizou-se o solo alojado no corpo do amostrador empregado no ensaio SPT, furo SPT5. As amostras foram divididas em três camadas e coletou-se nas seguintes profundidades: 2m, camada I; 6m, camada II e 13m, camada III. O furo de coleta da amostra para o ensaio de granulometria está locado na Figura 4.1 e seu perfil geotécnico está mostrado na Figura 4.6. O resultado do ensaio de granulometria está mostrado na Figura 4.7.

A partir de uma análise da curva granulométrica do solo, na Figura 4.7, verifica-se que o depósito estudado é constituído na primeira camada por areia média a fina, mal graduada, muito uniforme, com coeficiente de uniformidade (C_u) inferior a 4. A camada II compõe-se de areia fina a média, mal graduada, muito uniforme ($C_u < 4$). E finalmente a camada III, é constituída por areia média a fina, mal graduada, de uniformidade média ($C_u < 4$).

Prof. (m)	SPT	GRÁFICO	TÁCTIL-VISUAL	GRANULOMETRIA	CPT
		10 20 30 40			
0	10		AREIA fina medianamente compacta.	AREIA MÉDIA A AREIA FINA	AREIA
1	20		AREIA fina a média com calcário, medianamente compacta.		
2	23		AREIA grossa com fragmentos de crustáceos e conchas, medianamente compacta a pouco compacta.		
3	23		SILTE arenoso, com calcáreo, fofo a pouco compacto.	AREIA FINA A AREIA MÉDIA	AREIA SILTOSA A SILTE ARENOSO
4	18				
5	7	AREIA silte- argilosa com calcário medianamente compacta.	AREIA MÉDIA A AREIA FINA	AREIA A AREIA SILTOSA	
6	5				
7	4/42	AREIA siltosa com calcário medianamente a pouco compacto.	AREIA MÉDIA A AREIA FINA	AREIA A AREIA SILTOSA	
8	2/34				
9	2/33	AREIA siltosa com calcário medianamente a pouco compacto.	AREIA MÉDIA A AREIA FINA	AREIA A AREIA SILTOSA	
10	2/35				
11	9				
12	18				
13	11				
14	13				
15	4				

Figura 4.6- Perfil geotécnico do furo de coleta de amostras de solo, furo SPT5.

Baseando-se no perfil geotécnico do furo SPT5 e na curva granulométrica do solo analisado verifica-se que ocorre uma divergência entre as duas classificações. Na classificação táctil-visual do perfil geotécnico, há a ocorrência de silte arenoso, enquanto que na classificação a partir do ensaio de granulometria, curva granulométrica, só há ocorrência de areia fina a grossa.

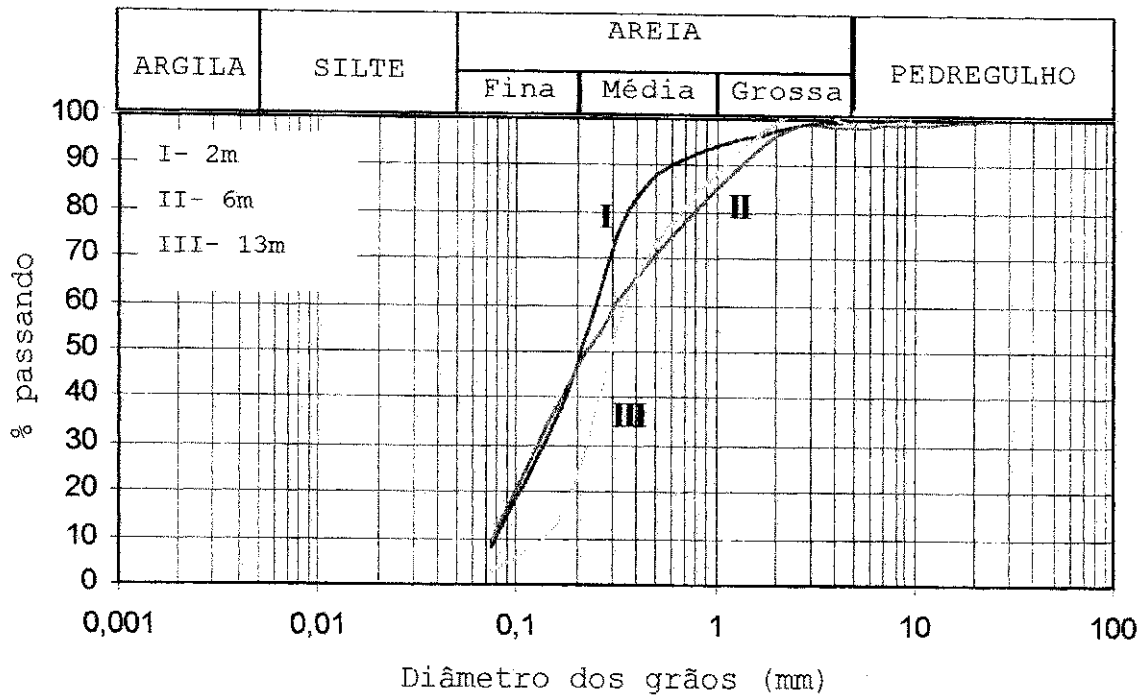


Figura 4.7- Curva granulométrica do solo para o depósito pesquisado.

4.2. Ensaios Realizados e Procedimentos

A campanha de ensaios com o cone elétrico iniciou-se em abril de 1999, num depósito arenoso de Maceió. Próximo a este local foram realizados anteriormente ensaios de sondagem SPT, e prova de carga, PC. O croquis de localização dos ensaios foi mostrado na Figura 4.1.

As Tabelas 4.3a, 4.3b e 4.3c apresentam os resumos característicos dos ensaios realizados.

Tabela 4.3a- Ensaios CPT realizados na presente pesquisa.

Ensaios	Profundidade (m)	Velocidade (cm/s)	Data
CPT 1	20,30	2,0	16/04/99
CPT 2	23,60	2,0	05/08/99
CPT 3	19,30	2,0	05/08/99

Tabela 4.3b- Ensaios SPT realizados na presente pesquisa.

Ensaios	Profundidade (m)	Data
SPT 1	23,00	20/04/98
SPT 2	22,00	14/06/91
SPT 3	22,00	17/06/91
SPT 4	20,00	22/01/98
SPT 5	15,00	01/09/99

Tabela 4.3c- Prova de carga realizadas na presente pesquisa.

Ensaios	Carga de ruptura (kN)	Data
PC 1	1610	01/04/99
PC 2	2040	05/05/99

Após a preparação do local do ensaio posicionou-se e ancorou-se a máquina no local desejado. Em seguida, transferiu-se os apoios da máquina, das rodas para os pés metálicos, e posteriormente nivelou-se a mesma.

Prosseguiu-se a preparação conectando-se o cabo elétrico ao cone e posteriormente posicionou-se o cone e a primeira haste no anel de transmissão de carga existente no dispositivo de cravação. Forneceu-se ao sistema de aquisição de dados os parâmetros necessários para o início do processo, zerou-se o

medidor de profundidade e fez-se a leitura inicial de todos os transdutores.

Para iniciar-se a cravação posicionou-se a alavanca do mandril na posição de cravação. Os movimentos do mandril de cravar e retirar o cone são controlados a partir do quadro de comando, que possui botões para subida e descida. A cravação é executada a cada 1 metro, devido ao comprimento das hastes e acrescenta-se uma nova haste sem a necessidade de paralisar a cravação da haste anterior. A cravação é executada à uma velocidade padrão de 2cm/s. O final da cravação pode ser determinado pela resistência do solo ou via programa de aquisição de dados.

Na execução do primeiro furo, utilizou-se como ancoragem apenas uma âncora de cada lado da máquina de cravação, mostrando-se insuficiente, pois ao ser atingida uma camada de solo mais resistente a máquina sofreu um deslocamento vertical, consequência da ação do solo contra a máquina de cravação. No furo subsequente, utilizou-se duas âncoras de cada lado da máquina, e o problema antes relatado não foi observado. Nos furos seguintes, apesar da utilização de apenas duas âncoras (uma de cada lado), não observou-se o fato ocorrido na execução do primeiro furo de sondagem.

Ao ser atingido o final da cravação, procedeu-se a retirada das hastes e cone do interior do solo, fazendo-se a inversão da alavanca do mandril para a posição de retirar. Quando o cone volta à posição de início da cravação o medidor de profundidade deve estar zerado, como no início do processo. Devem ser feitas leituras das células de carga de ponta e atrito lateral, para avaliar o bom comportamento das leituras executadas.

4.3. Dificuldades Encontradas para a Realização dos Ensaios

Algumas dificuldades surgiram na execução dos ensaios CPT, principalmente de caráter técnico.

A primeira dificuldade na execução do ensaio surgiu durante a ocorrência de defeito no sistema hidráulico. Nesta ocasião houve grande dificuldade na obtenção de mão-de-obra especializada. O defeito foi detectado por tentativa, fato este que necessitou de bastante tempo para sua solução, já que se tratava de um equipamento desconhecido para o técnico.

Inicialmente programou-se três ensaios CPT. No entanto, houve a necessidade de executar-se 5 ensaios; pois ao iniciar-se os ensaios em 13/04/99 detectou-se um problema no sistema hidráulico do equipamento, que impossibilitava a transmissão da pressão de óleo ao dispositivo de cravação tornando-se, assim, impossível a realização do ensaio. O defeito detectado no sistema hidráulico só foi solucionado no dia seguinte.

A segunda dificuldade, também de ordem técnica, ocorreu com o defeito no registrador de profundidade. Surgiram nesta ocasião dificuldades semelhantes à descrita no parágrafo anterior. Ao reiniciar os ensaios constatou-se um novo problema, agora referente ao registrador de profundidade, que ao cravar as hastes não forneceu o registro correto da profundidade. Após inúmeras tentativas de corrigir tal defeito, optou-se pela cravação com registro indireto da profundidade, isto é, determinando-se a profundidade a partir do número de hastes utilizadas e do registro do tempo de cravação, pois a velocidade de cravação utilizada nos ensaios era constante.

Novamente, percebeu-se a falta de mão-de-obra especializada, no entanto para este defeito, ao contrário do anterior, após várias tentativas para solucioná-lo não obteve-se o mesmo sucesso atingido anteriormente. Este problema só foi solucionado na GROM, na UFRJ, fato este que resultou no atraso de três meses na conclusão dos ensaios de campo.

Devido ao defeito ocorrido no registrador de profundidade os gráficos não eram apresentados na tela do computador durante a execução da sondagem, portanto não era possível o monitoramento dos registros de dados. Apenas durante a análise dos dados registrados verificou-se que o registro dos mesmos não foi satisfatório, o que implicou numa nova campanha de ensaios para substituição dos dois primeiros furos com problemas de registro. O terceiro furo executado foi aproveitado, pois não apresentou nenhum problema no registro de dados. Os dois furos descartados, que necessitavam de uma nova execução, só foram executados após o conserto do registrador de profundidade. O tempo necessário para a correção do defeito provocou um atraso de três meses na conclusão dos ensaios, tempo esse necessário para o conserto do equipamento.

Apenas em agosto de 1999 foi possível reiniciar os ensaios, executando-se, assim, os dois furos restantes, resultando um total de cinco furos executados. A execução dos dois novos furos consumiu dois dias. Durante esta execução observou-se que a fase de montagem do sistema de reação foi a mais demorada do processo. Apesar da utilização de apenas duas âncoras, sua cravação foi dificultada pela camada de aterro muito espessa existente no local, constituída por inúmeros restos de construção, principalmente pedaços de tijolo e concreto.

A execução do primeiro furo desta nova campanha de ensaios ocorreu de maneira satisfatória, com registro da profundidade e monitoramento via tela do computador. No entanto, no segundo furo ao iniciar-se a cravação verificou-se um problema de contato no cabo elétrico, sendo necessária sua substituição.

Procedeu-se a substituição do cabo elétrico, passando-se o mesmo através das hastes e o conectando ao cone. Após a substituição do cabo reiniciou-se a cravação sem maiores problemas.

4.4. Resultados dos Ensaios

A Figura 4.8 mostra uma comparação entre os gráficos de resistência de ponta, para os três ensaios de CPT realizados no local da presente pesquisa. Estes gráficos são apresentados individualmente no Apêndice II. Pode-se constatar, a partir da figura, que q_c situa-se na faixa de 1000 a 25000kPa. As três curvas apresentam, na primeira camada mais superficial, elevados valores de resistência de ponta; na segunda camada há uma redução desta resistência, voltando a aumentar numa terceira camada. O comportamento destas curvas é muito semelhante às curvas obtidas na sondagem SPT apresentada na Figura 4.3.

A Figura 4.8 permite observar três camadas distintas, confirmando os resultados da medida de resistência de ponta.

A Figura 4.9 apresenta os gráficos de resistência de ponta, atrito lateral e razão de atrito em função da profundidade para o ensaio CPT3, juntamente com a estratigrafia do solo. Para os demais furos houve problemas no

registro destas medidas, portanto não serão apresentados neste trabalho.

Verifica-se a partir da Figura 4.9 que os valores apresentados para o atrito lateral para este ensaio situa-se na faixa de 10 a 90kPa. A razão de atrito para este ensaio, varia na faixa de 0,3 a 1%.

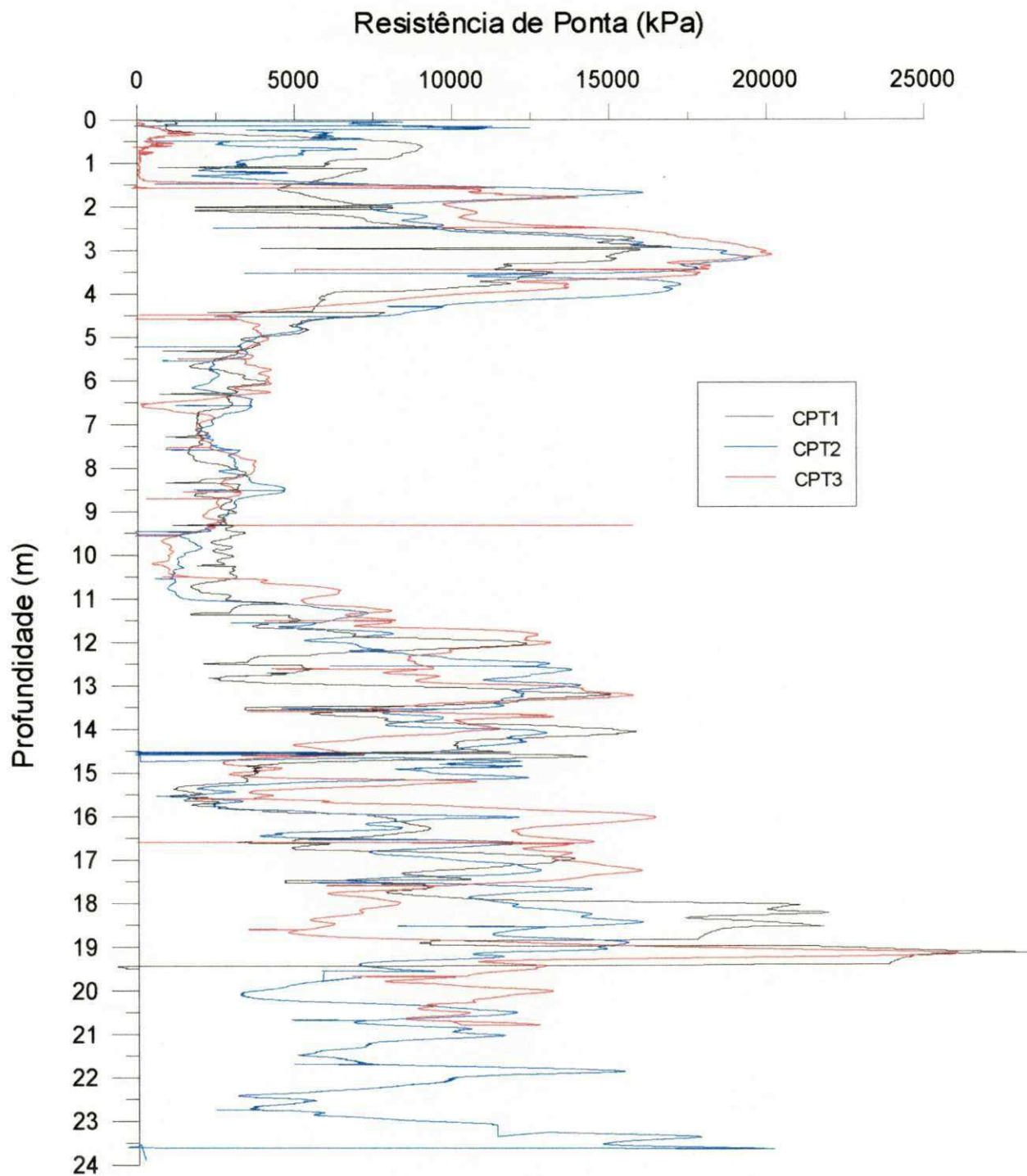


Figura 4.8- Comparação entre os gráficos de resistência de ponta x profundidade para os ensaios realizados.

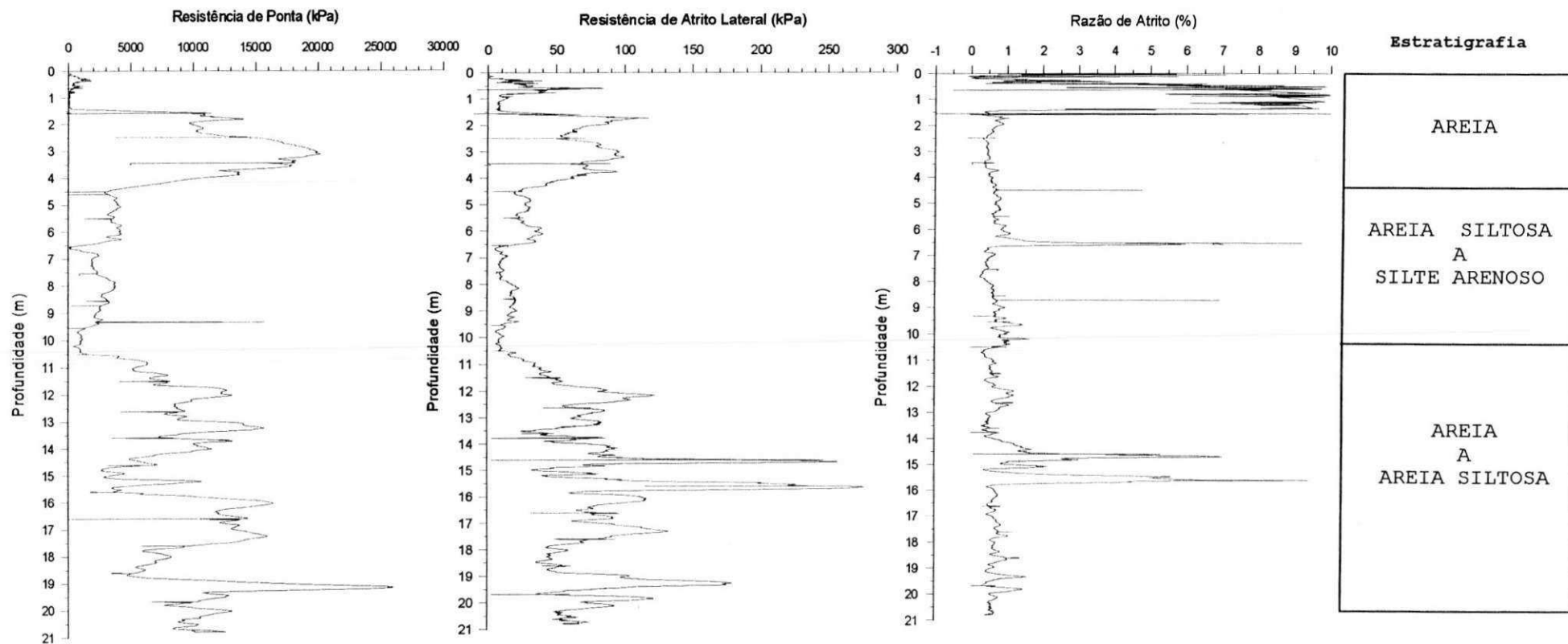


Figura 4.9- Resultados do ensaio CPT3.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1. Classificação dos Solos

Neste item serão analisadas as propostas de DOUGLAS e OLSEN (1981) e ROBERTSON *et al.* (1986) para classificar o depósito de solo arenoso ensaiado em Maceió.

Nas duas propostas utilizam-se como dados de entrada os valores de resistência de ponta e a razão de atrito, apresentadas na Figura 4.9.

As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam os ábacos de DOUGLAS e OLSEN (1981) e ROBERTSON *et al.* (1968) onde neles estão representadas as regiões ocupadas pelas camadas de solo estudadas nessa pesquisa.

Observando-se as curvas de resistência de ponta x profundidade é possível identificar também, três camadas distintas para o depósito pesquisado. A saber: camada I, de 0 a 4m; camada II, de 4 a 11m; e camada III, de 11 a 24m. Portanto a classificação do solo foi feita considerando-se as três camadas distintas.

Segundo a proposta de DOUGLAS e OLSEN (1981) as três camadas do depósito são assim, classificadas: camada I, areia

metaestável a solo não coesivo de granulometria grossa e camadas II e III como areia metaestável.

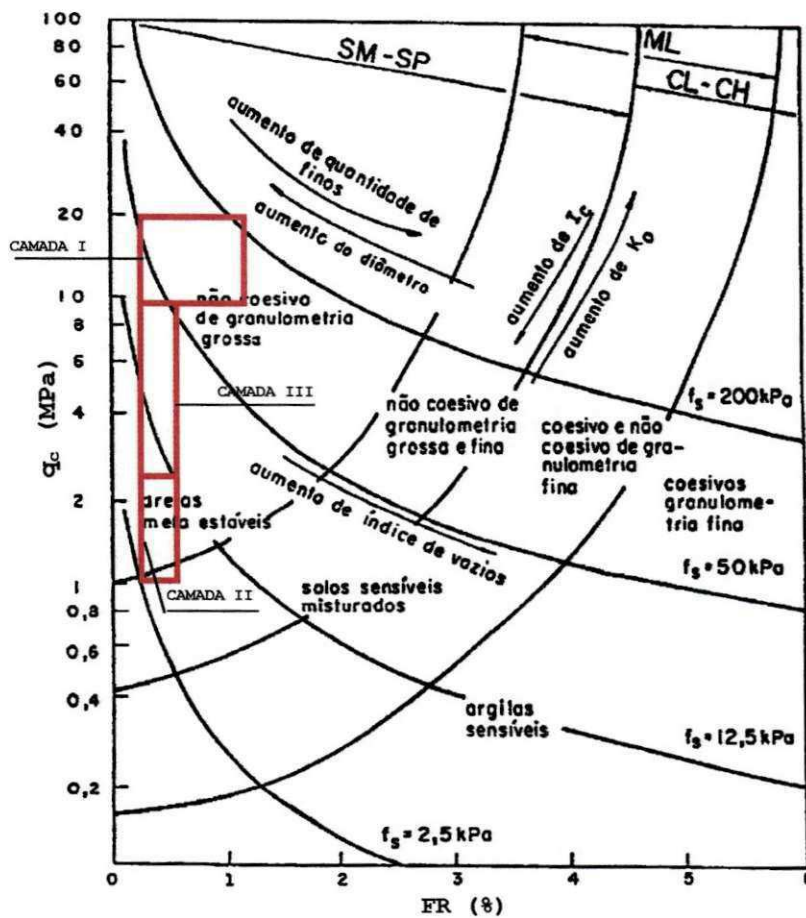
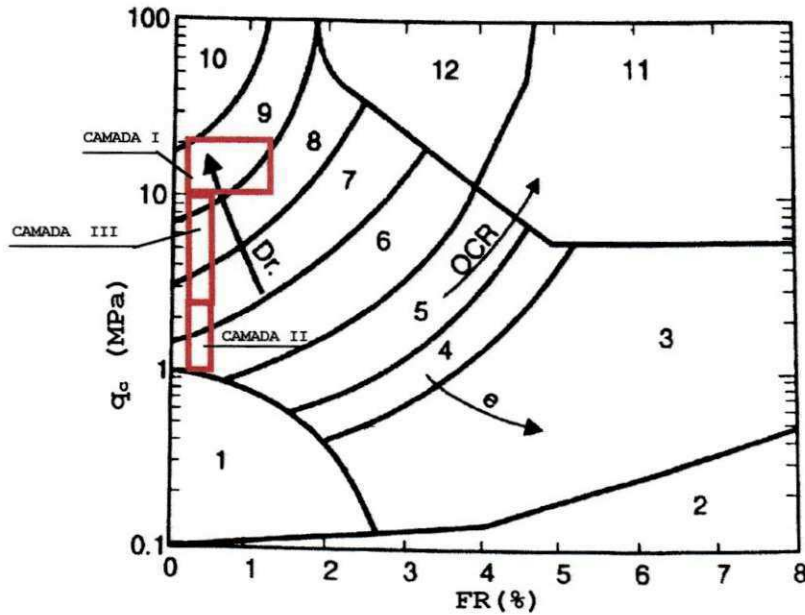


Figura 5.1- Classificação do depósito pesquisado segundo a proposta de Douglas e Olsen (1981).

Para a proposta de ROBERTSON et al. (1986) os resultados obtidos para a classificação das três camadas de solo são os seguintes: a camada I situa-se na faixa 9, classificada como areia; camada II situa-se nas faixas 6 e 7, podendo ser classificada como silte arenoso, silte argiloso e areia siltosa a silte arenoso, e finalmente a camada III, situada nas faixas 7 e 8, podendo ser classificada como areia siltosa a silte argiloso, e areia a areia siltosa.

A partir do gráfico proposto por ROBERTSON et al. (1986) pode-se afirmar que trata-se de um solo normalmente adensado.



ZONA	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO
1	sensível de textura fina
2	matéria orgânica
3	argila
4	argila siltosa a argila
5	silte argiloso a argila siltosa
6	silte arenoso a silte argiloso
7	areia siltosa a silte arenoso
8	areia a areia siltosa
9	areia
10	areia pedregulhosa a areia
11	textura fina muito rijo (*)
12	areia a areia argilosa (*)
	(*) pré-adensado ou cimentado

Figura 5.2- Classificação do depósito pesquisado segundo a proposta de Robertson et al. (1986).

Observando-se a classificação do solo estudado, nos perfis de sondagem (SPT) da Figura 4.3, verifica-se uma grande semelhança entre aquela classificação táctil-visual e a

proposta por ROBERTSON *et al.* (1986). No entanto, o mesmo não pode ser dito quanto a proposta de DOUGLAS e OLSEN (1981), pois esta proposta apresenta uma classificação muito genérica, sem nenhum detalhamento das camadas constituintes do depósito.

A camada II, tanto na classificação táctil-visual como na proposta por ROBERTSON *et al.* (1986), classifica-se como silte arenoso. Entretanto, na proposta de DOUGLAS e OLSEN (1981) esta mesma camada classifica-se como areia metaestável. Nota-se uma divergência entre os resultados, considerando que nesta última proposta a camada II não se classifica como silte. Observa-se que a classificação segundo a proposta de DOUGLAS e OLSEN (1981) mostrou-se bastante coerente com a classificação obtida a partir da curva granulométrica. No entanto, como não houve defloculação no ensaio granulométrico, não é possível identificar a presença de silte ou argila na amostra ensaiada.

A classificação segundo ROBERTSON *et al.* (1986), mostrou-se mais detalhada e apresenta uma classificação coerente com a classificação táctil-visual. Considerando-se que existem 5 furos de sondagem SPT e apenas 1 furo de coleta de amostra para o ensaio granulométrico, pode-se considerar que a classificação segundo a proposta de ROBERTSON *et al.* (1986) mostrou-se mais coerente que a classificação pela proposta de DOUGLAS e OLSEN (1981).

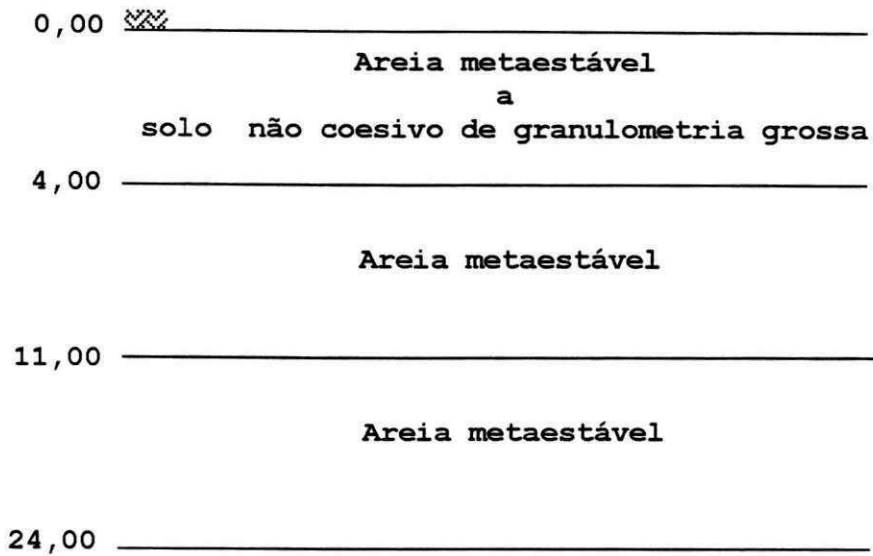


Figura 5.3- Perfil do depósito ensaiado baseado na classificação de Douglas e Olsen (1981).

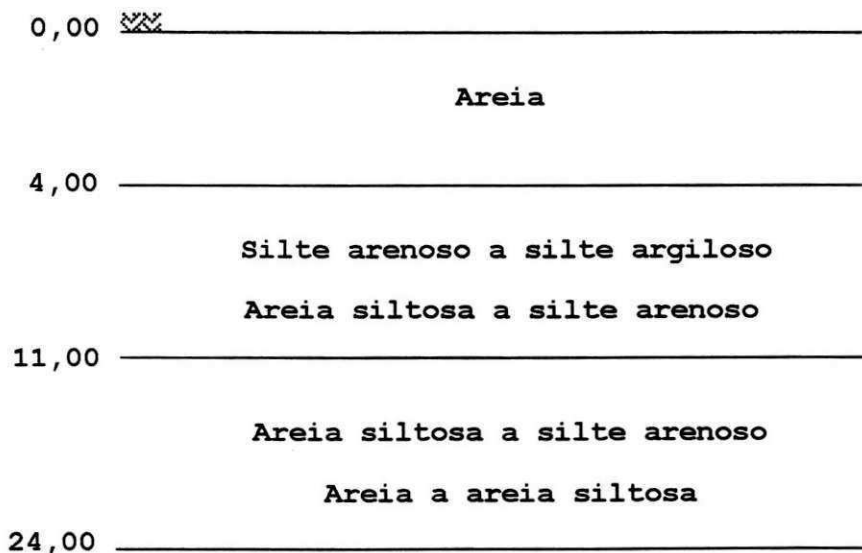


Figura 5.4- Perfil do depósito ensaiado baseado na classificação de Robertson et al. (1986).

5.2. Parâmetros Geotécnicos Estimados

Os parâmetros geotécnicos estimados a partir dos resultados dos ensaios CPT para o depósito arenoso de Maceió estão apresentados na Tabela 5.1. Os valores encontrados são apresentados de acordo com as três camadas anteriormente citadas.

Os valores de pesos específicos secos locais usualmente utilizados são: para areia fofa, $\gamma=15\text{kN/m}^3$; areia medianamente compacta, $\gamma=16\text{kN/m}^3$ e areia compacta $\gamma=17\text{kN/m}^3$ (Rocha, 1974).

Tabela 5.1- Parâmetros geotécnicos estimados a partir dos resultados de CPT.

ENSAIOS PARÂMETROS	CPT1			CPT2			CPT3		
	CAMADAS			CAMADAS			CAMADAS		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III
σ'_{vo} (kPa)	51	114	192	54	117	197	52	115	195
q_c (MPa)	8	2,5	8	7	2	6,5	9	1,5	7
ϕ' (°)	43	33	37	43	31	37	43	28	37
σ'_{ho} (kPa)	23,5	74	109	25	81	112	24	85	111
D_r (%)	67,4	15,4	36,7	62,8	8	31	70	0	33
E' (MPa)	24	12	28,8	21	10	26	27	7,5	25,2
G_{max} (MPa)	67,5	68,2	111	66,7	65,2	106	70	60,3	108

5.2.1. Ângulo de Atrito Efetivo, ϕ'

Os valores do ângulo de atrito efetivo, ϕ' , foram estimados a partir dos resultados dos ensaios CPT, utilizando-se a proposta de ROBERTSON e CAMPANELLA (1983a), apresentada na Figura 2.9 em função dos valores de q_c e σ'_{vo} .

Para a presente pesquisa os valores médios de ϕ' estimados foram: camada I, $\phi' = 43^\circ$; camada II, $\phi' = 30^\circ$ e para a camada III tem-se $\phi' = 37^\circ$.

Os valores do ângulo de atrito, ϕ para areias de praias e rios encontrados por VARGAS (1998) variam de 25° a 35° . Para as areias da praia de Boa Viagem no Recife ($D_{60}=0,21$), Vargas (1998) encontrou ϕ variando entre 29° e 38° conforme a compactidade. Estes valores foram obtidos em ensaios de cisalhamento direto, com amostras remoldadas, saturadas e a baixas velocidades. Servem portanto, como referência para os valores encontrados no presente trabalho.

5.2.2. Densidade Relativa, D_r

De acordo com os valores encontrados para ϕ' pode-se classificar o solo quanto a sua compactidade. Este depósito arenoso classifica-se do seguinte modo: camada I, solo compacto; camada II, solo fofo; e a camada III, solo pouco compacto a medianamente compacto.

Os valores da densidade relativa, D_r , foram estimados a partir da proposta de KULHAWY e MAYNE (1990), representada pela Equação 2.11 em função de q_c e σ'_{ho} .

Por tratar-se de um solo normalmente adensado, os valores da tensão horizontal *in situ*, σ'_{ho} , foram obtidos diretamente da relação $K_o = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$, onde K_o é estimado a partir da Equação 2.8 proposta por JAKY (1944).

Os valores médios de densidade relativa obtidos para as três camadas foram os seguintes: camada I, $D_r = 66,7\%$; camada II, $D_r = 7,8\%$ e camada III, $D_r = 33,6\%$. Segundo os valores encontrados para a densidade relativa o depósito classifica-se como: camada I, solo compacto; camada II, solo fofo e camada III, solo pouco compacto a medianamente compacto.

Os valores obtidos para ϕ' e D_r apresentam-se bastante coerentes com aqueles estimados pelo SPT, como pode ser visto na Tabela 5.2. Apesar de que os valores de ϕ apresentados nesta tabela referem-se às tensões totais, como referência tem-se a mesma ordem de grandeza.

Tabela 5.2- Parâmetros estimados pelo SPT (Alonso, 1983).

AREIA	SPT	D_r (%)	ϕ (°)
Fofa	< 4	< 20	< 30
Pouco compacta	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Medianamente compacta	10 - 30	40 - 60	35 - 40
Compacta	30 - 50	60 - 80	40 - 45
Muito compacta	>50	> 80	> 45

5.2.3. Módulo de Deformabilidade, E'

Os valores do módulo de deformabilidade drenado foram estimados a partir da proposta de BELLOTI *et al.* (1989), apresentada na Figura 2.11, para a deformação de 0,1%.

Na Tabela 5.3 comparam-se valores médios estimados de E' , a partir dos resultados de CPT, com os valores do módulo pressiométrico (E_M) estimados por MEDEIROS (1998) para o depósito arenoso de João Pessoa-PB, e os valores estimados a

partir da expressão proposta por SCHMERTMANN (1978), para as camadas do solo ensaiado. Apresenta-se também na Tabela 5.3, o valor do módulo de deformabilidade (E_{PLACA}) encontrado no ensaio de placa helicoidal por MEDEIROS (1998).

Tabela 5.3- Comparação entre valores do módulo de deformabilidade estimados por alguns métodos.

Métodos Camadas	Schmertmann (MPa)	E_M (MPa)	E_{PLACA} (MPa)	E' (CPT) (MPa)
Camada 1	20,0	8,46	-	24,0
Camada 2	5,0	7	19,12	9,8
Camada 3	17,9	13,1	-	26,7

5.2.4. Módulo de Cisalhamento Máximo, G_{max}

Para estimar os valores de G_{max} utilizou-se a proposta de RIX e STOKOE (1991) para areias quartzosas, apresentada na Equação 2.16.

Comparou-se os valores de G_{max} estimados através da expressão: $G = E/2(1+\nu)$, utilizando-se para isto os valores do módulo pressiométrico, E_M , e módulo de deformabilidade E obtido pelo CPT, sendo $\nu=0,3$. Comparou-se os valores acima citados com os valores de G_{max} a partir da Equação 2.16. A Tabela 5.4 mostra os valores de G para alguns métodos.

Verifica-se a partir da Tabela 5.4 que os valores de G utilizando-se o módulo pressiométrico, G (PMT), e o módulo de deformabilidade estimado a partir de CPT, G (CPT) têm a mesma ordem de grandeza. No entanto os valores de G_{max} obtidos a partir de Equação 2.1 são muito superiores aos valores obtidos

para os dois módulos referidos anteriormente, visto que esses foram calculados para elevadas amplitudes de deformação.

Tabela 5.4- Comparação entre valores do módulo de cisalhamento estimados por alguns métodos.

Métodos Camadas	G (PMT) (MPa)	G (CPT) (MPa)	G_{max} (MPa)
Camada 1	2,70	9,50	68,07
Camada 2	3,25	3,77	64,57
Camada 3	5,03	11,11	108,33

5.3. Correlações CPT-SPT

A partir dos resultados de q_c e N_{SPT} tentou-se correlacionar os ensaios, por furo e por camada, para estimar o valor de K para o depósito ensaiado, e correlacionou-se os resultados de f_s e N_{SPT} para estimar o valor de α para o Ensaio 3. Estas correlações encontram-se nas Tabelas 5.5a a 5.5d.

Foram correlacionados os valores de N_{SPT} com a média de q_c nos 30 cm correspondentes à medida do SPT. O mesmo procedimento foi utilizado com f_s e N_{SPT} para o Ensaio 3.

A Tabela 5.5a apresenta as correlações para a estimativa de K em cada furo executado. A partir desta tabela pode-se observar que para o Furo 1 as melhores correlações foram obtidas para as regressões linear e logarítmica, com $R^2 = 0,6136$ e $R^2 = 0,5732$, respectivamente. Para o Furo 2 as melhores correlações foram obtidas para as regressões logarítmica e potencial, com coeficiente de determinação de 0,6359 e 0,7169, respectivamente. O Furo 3 apresenta os coeficientes de determinação mais baixos entre os três furos executados.

Apesar do Furo 2 apresentar coeficientes de determinação considerados razoáveis observa-se uma grande dispersão nos resultados, que pode ser verificada a partir dos gráficos de correlação apresentados no Apêndice III. Os erros padrão para cada furo são os seguintes: Furo 1, EP= 2454,5kPa; Furo 2, EP= 2736,75kPa e Furo 3, EP= 3180kPa.

A Tabela 5.5b apresenta as correlações para estimativa de K em função das camadas de solo. Observando-se a tabela verifica-se que para as Camadas 1 e 3 os coeficientes de determinação são muito baixos variando entre 0,1366 a 0,3776. Para a camada 2 os coeficientes de determinação são razoáveis mais no entanto existe uma grande dispersão nos resultados, como mostram os gráficos de correlação no Apêndice III.

A Tabela 5.5c apresenta as correlações para estimativa dos valores de α para as camadas de solo. A partir de tabela observa-se que as melhores correlações foram estimadas para a Camada 2, cujos coeficientes de determinação variam entre 0,4883 e 0,8034, para as regressões logarítmica e linear, respectivamente.

Para as camadas 1 e 3 os coeficientes de determinação variam entre 0,0249 e 0,5404.

A Tabela 5.5d apresenta as correlações para estimativa de α para o Furo 3. Estas correlações apresentaram baixos coeficientes de determinação variando entre 0,3902 e 0,505.

Tabela 5.5a- Correlações CPT-SPT do depósito ensaiado por furos para estimativa de K.

Furos Regressões	Furo 1			Furo 2			Furo 3		
	a	K (kN/m ²)	R ²	a	K (kN/m ²)	R ²	a	K (kN/m ²)	R ²
$q_c = a + KN$	1701,3	340,85	0,6136	3307,8	324,24	0,4832	2322,8	346,47	0,5758
$q_c = K \ln(N) + a$	-128,1	3271	0,5732	31,781	3312,1	0,6359	-620,9	3453,3	0,5580
$q_c = KN^a$	0,6294	863,9	0,0936	0,6595	1478,7	0,7169	0,6026	1307,8	0,3354
$q_c = ae^{KN}$	1353,1	0,0775	0,1398	2924,4	0,0615	0,4937	2152,2	0,0617	0,3602
Nº de Amostras	18			19			19		

Tabela 5.5b- Correlações CPT-SPT do depósito ensaiado por camadas para estimativa de K.

Camadas de solo Regressões	Camada 1			Camada 2			Camada 3		
	a	K (kN/m ²)	R ²	a	K (kN/m ²)	R ²	a	K (kN/m ²)	R ²
$q_c = a + KN$	3233,3	256,36	0,3451	1403	469,54	0,7757	4595,1	256,47	0,2893
$q_c = K \ln(N) + a$	-2633,7	3799,4	0,3776	561,95	2321,1	0,6446	-1773	4011,1	0,3217
$q_c = KN^a$	0,8932	541,76	0,2190	0,5843	1476,5	0,6251	1,1938	241,06	0,1569
$q_c = ae^{KN}$	2136,2	0,0608	0,2035	1915	0,1064	0,6098	1637,1	0,0751	0,1366
Nº de Amostras	12			21			19		

Tabela 5.5c- Correlações CPT-SPT do depósito ensaiado por camadas para estimativa de α para o Furo 3.

Camadas de solo Regressões	Camada 1			Camada 2			Camada 3		
	b	α	R ²	b	α	R ²	b	α	R ²
$f_s = b + \alpha N$	12,625	0,9402	0,2129	-18,67	13,139	0,8034	67,717	1,3156	0,1241
$f_s = \alpha \ln(N) + b$	-28,433	20,837	0,3532	5,7784	14,965	0,4883	56,120	13,821	0,0819
$f_s = \alpha N^b$	1,0310	1,288	0,5404	0,8526	7,6077	0,6549	0,0957	67,994	0,0299
$f_s = be^{\alpha N}$	19,508	0,02	0,1174	5,2156	0,4072	0,6937	78,803	0,0063	0,0249
Nº de Amostras	4			8			7		

Tabela 5.5d- Correlações CPT-SPT do depósito ensaiado para estimativa de α para o Furo 3.

Parâmetros Regressões	b	α	R ²
	$f_s = b + \alpha N$	23,655	2,8021
$f_s = \alpha \ln(N) + b$	-2,546	28,423	0,442
$f_s = \alpha N^b$	0,062	19,561	0,3902
$f_s = be^{\alpha N}$	0,6748	9,9799	0,505
Nº de Amostras	19		

Os valores apresentados na Tabela 5.5b para areia (Camada 1) obtido a partir de regressão potencial e para areia siltosa a silte arenoso (Camada 2) obtido a partir da regressão linear, são próximos aos valores obtidos por DANZIGER *et al.* (1998) para solos residuais. Nenhum dos valores obtidos neste trabalho se aproxima dos valores de AOKI-VELLOSO (1975).

5.4. Aplicação Direta a Projetos de Fundações

5.4.1. Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações Profundas

A partir dos resultados das provas de carga mostrados na Figura 4.4, estimou-se a capacidade de carga última das estacas. Como o ensaio não foi executado até a ruptura física das mesmas, os valores foram obtidos a partir de uma extrapolação utilizando o método de VAN DER VEEN (*apud* Alonso, 1995). Os valores estimados para os dois ensaios são: PC1, prova de carga executada próxima ao ensaio CPT1, Figura 4.4a, 1610kN e para PC2, Figura 4.4b, 2040kN. A Tabela 5.6 apresenta alguns aspectos das estacas ensaiadas.

A capacidade de carga do depósito pesquisado foi estimada a partir de provas de carga em estacas escavadas do tipo rotativa injetada, com bulbos de alargamento.

Este tipo de estaca caracteriza-se pela variação de seu diâmetro, conforme mostra a Tabela 5.6. Considera-se como diâmetro nominal (D_{NOMINAL}) o diâmetro do fuste da estaca. O diâmetro efetivo (D_{EFETIVO}) é diâmetro nominal acrescido de, aproximadamente 30% de seu valor. Na região dos bulbos ocorre

mais um acréscimo de, aproximadamente 30% sobre o diâmetro efetivo ($\sim 1,7 D_{\text{NOMINAL}}$).

Tabela 5.6- Aspectos das estacas ensaiadas.

ASPECTOS ESTACAS	D_{NOMINAL} (mm)	D_{EFETIVO} (mm)	D_{BULBO} (mm)	Comprimento (m)
Estaca E1	250	325	420	12,00
Estaca E2	400	520	700	15,00
Estaca E3	400	520	700	15,00

O cálculo da capacidade de carga das estacas ensaiadas foi estimado para diferentes métodos baseados nos resultados de CPT, como mostrado na Tabela 5.7, juntamente com os resultados calculados a partir de resultados de SPT. Nestes cálculos foram considerados os diâmetros nominal e efetivo para cada estaca.

Os métodos dos itens 10 e 11, AOKI-VELLOSO e VELLOSO, só foram calculados para o terceiro furo de ensaio de cone, CPT3, pois este foi o único furo com registro do atrito lateral, parâmetro utilizado em ambos os métodos. No Item 12 estimou-se a capacidade de carga para a estaca E3 utilizando-se os valores de K e α obtidos a partir da correlações apresentadas nas Tabelas 5.5a a 5.5d. Utilizou-se para estes cálculos os valores estimados para a regressão linear para o Furo 3.

A partir da Tabela 5.7 observa-se que os valores da capacidade de carga para a estaca E1 apresentaram uma grande divergência entre o valor medido na PC e os valores estimados pelos vários métodos apresentados na tabela. No entanto, há

uma convergência entre os valores obtidos através dos vários métodos em torno de 600kN para o diâmetro nominal e 900kN para o diâmetro efetivo. Esta mesma situação já ocorreu com outras análises, LEITE (1998). Estima-se que a capacidade de carga destas estacas seja maior que a prevista devido aos bulbos criados pelo processo executivo.

Os valores estimados para a estaca E2 convergem em torno de 1500kN para o diâmetro nominal e de 2200kN para o diâmetro efetivo.

Quanto aos valores estimados para a estaca E3 a partir dos métodos, já citados anteriormente, verifica-se que ocorrem tanto valores superiores como inferiores ao medido na prova de carga. Para o diâmetro nominal os valores convergem para 1400kN e para o diâmetro efetivo os valores convergem para 2200kN, exceto para os métodos de AOKI-VELLOSO e VELLOSO.

Pode-se observar uma grande coerência entre os valores estimados para as estacas E2 e E3.

A diferença entre os valores obtidos pelos vários métodos de cálculo pode ser observada a partir da Tabela 5.8, que mostra a diferença percentual entre os resultados das duas provas de carga e dos resultados obtidos pelos métodos baseados em ensaios CPT e SPT. Percebe-se que as maiores diferenças percentuais foram obtidas para a estaca E1, quando utilizou-se para os cálculos seu diâmetro nominal de 250mm.

Tabela 5.7- Capacidade de carga para as três estacas ensaiadas para os diâmetros nominal e efetivo estimada para vários métodos.

MÉTODOS	ESTACA 1		ESTACA 2		ESTACA 3	
	VDV = 1610kN		VDV = 2040kN		VDV = 2040kN	
	D _{NOMINAL}	D _{DEFETIVO}	D _{NOMINAL}	D _{DEFETIVO}	D _{NOMINAL}	D _{DEFETIVO}
(1) MARQUES - SPT (kN)	493	792	1458	2325	1281	2365
(2) FÓRMULA TEÓRICA - SPT (kN)	526	779	1403	2145	1388	2019
(3) SCHMERTMANN (kN)	993	1425	1224	2116	2124	2874
(4) DE RUITER E BERINGER (kN)	573	875	1538	2245	1458	2322
(5) BUSTAMANTE E GIANESELLI (kN)	680	1103	1462	2171	1728	2629
(6) SOLETANCHE (kN)	590	869	1169	1722	1238	1836
(7) SANGLERAT (kN)	934	1426	1828	2783	1943	2975
(8) MEYERHOFF (kN)	619	978	1241	1962	1324	2102
(9) PHILIPPONNAT (kN)	774	991	1724	2742	2016	3138
(10) AOKI-VELLOSO (kN) - CPT	-	-	-	-	356	626
(11) VELLOSO (kN)	-	-	-	-	298	446
(12) AOKI-VELLOSO (kN) - SPT	-	-	-	-	582	1025

(3) Estaca Strauss; (5), (9), (10) e (11) Estaca Escavada; (6) Estaca Injetada; (7) Estaca Pré-moldada.

Tabela 5.8- Diferenças percentuais entre PC e os métodos baseados em CPT e SPT.

MÉTODOS	VALORES (%)					
	ESTACA E1		ESTACA E2		ESTACA E3	
	D _{NOMINAL}	D _{DEFETIVO}	D _{NOMINAL}	D _{DEFETIVO}	D _{NOMINAL}	D _{DEFETIVO}
MARQUES - SPT	69,4	50,8	28,5	-14	37,2	-15,9
FÓRMULA TEÓRICA - SPT	67,3	51,6	31,2	-5,1	32,0	1,0
SCHMERTMANN	38,3	11,5	40,0	-3,7	-4,1	-40,9
DE RUITER E BERINGER	64,4	45,7	24,6	-10,0	28,5	-13,8
BUSTAMANTE E GIANESELLI	57,8	31,5	28,3	-6,4	15,3	-28,9
SOLETANCHE	63,4	46,0	42,7	15,6	39,3	10,0
SANGLERAT	42,0	11,4	10,4	-36,4	4,7	-45,8
MEYERHOFF	61,6	39,3	39,2	3,8	35,1	-3,0
PHILIPPONNAT	51,9	38,4	15,5	-34,4	1,2	-53,8
AOKI-VELLOSO	-	-	-	-	82,5	69,3
VELLOSO	-	-	-	-	85,4	78,1
AOKI-VELLOSO - SPT	-	-	-	-	71,5	49,8

Pode-se fazer uma análise mais precisa entre os valores medidos na prova de carga e os valores estimados pelos vários métodos a partir dos gráficos apresentados nas Figuras 5.5 a 5.8 que comparam os valores medidos e calculados.

Observando-se a Figura 5.5 verifica-se que os valores de capacidade de carga estimados para as estacas E1 e E2 com diâmetros nominais de 250mm e 400mm, respectivamente, estão a favor da segurança para todos os métodos utilizados.

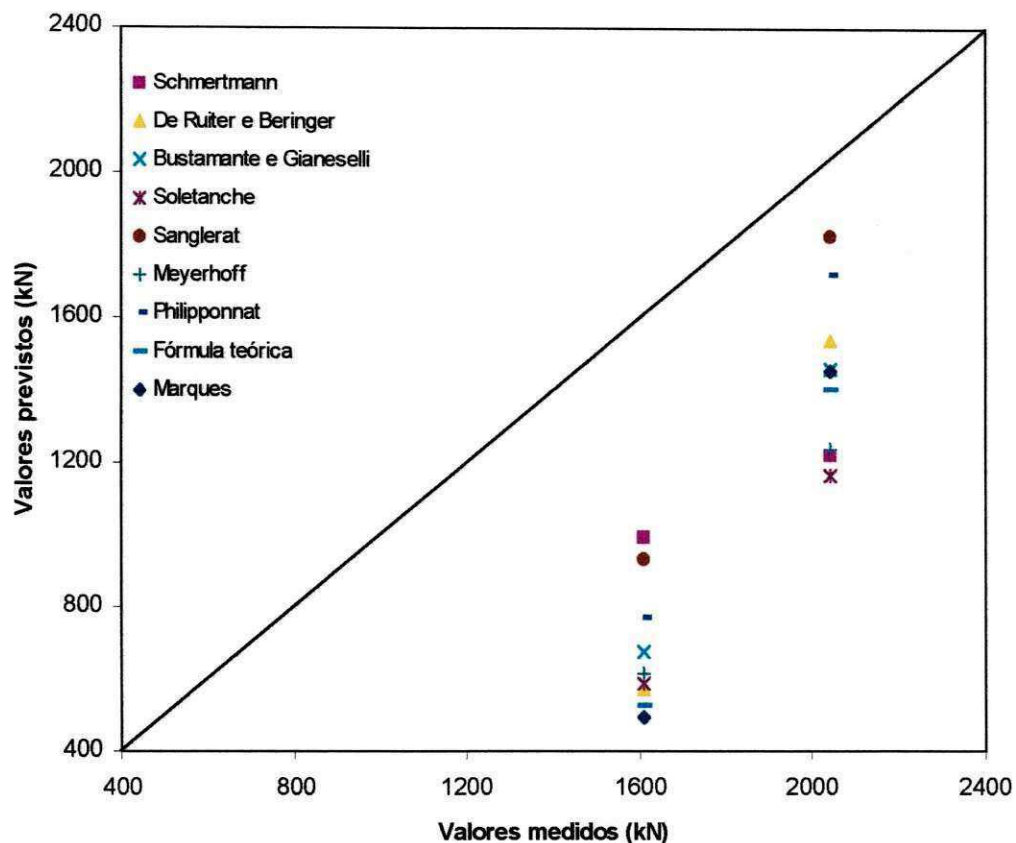


Figura 5.5- Capacidades de carga previstas x medidas com diâmetro nominal para as estacas E1 e E2.

Os valores de capacidade de carga da estaca E1, para o diâmetro efetivo de 325 mm, estão todos a favor da segurança (Figura 5.6), sendo todos os valores estimados inferiores ao medido na prova de carga.

Quanto aos valores de capacidade de carga para a estaca E2, apenas os valores estimados pelos métodos de SOLETANCHE e MEYERHOFF estão a favor da segurança, pois estes são os únicos valores inferiores aos medidos na prova de carga. Sendo que em ambos os métodos utilizou-se os resultados de CPT.

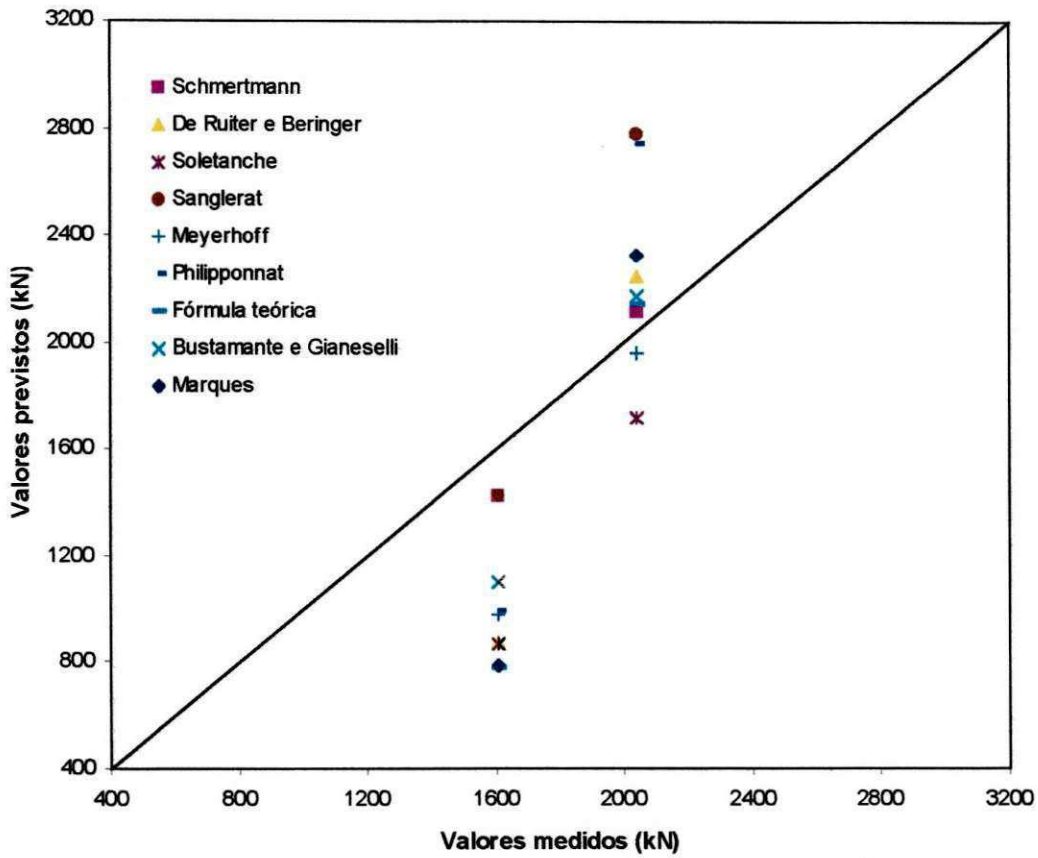


Figura 5.6- Capacidades de carga previstas x medidas com diâmetro efetivo para as estacas E1 e E2.

Como a estaca E3 possui os resultados de resistência de atrito lateral, foi possível para esta estaca utilizar os métodos de AOKI-VELLOSO e VELLOSO, que utilizam o atrito lateral para seu cálculo. Portanto, fez-se um estudo particular para a estaca E3. Os valores de capacidade de carga para a estaca E3 em função do diâmetro nominal estão apresentados na Figura 5.7.

A partir da Figura 5.7 observa-se que os valores estimados para todos os métodos encontram-se a favor da segurança exceto para o método de SCHMERTMANN. Os métodos de AOKI-VELLOSO e VELLOSO apresentam valores muito inferior aos demais métodos.

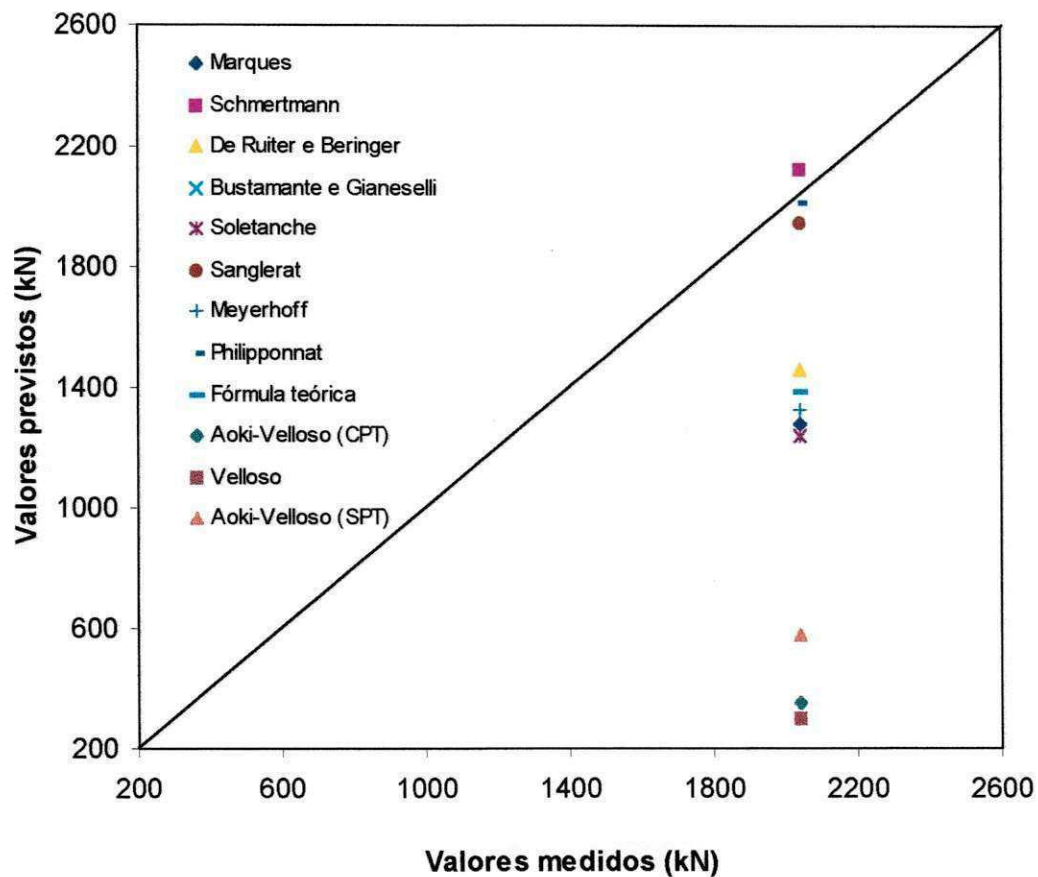


Figura 5.7- Capacidades de carga previstas x medidas com diâmetro nominal para a estaca E3.

Os valores obtidos para a análise dos resultados de capacidade de carga da estaca E3 para o diâmetro efetivo, mostram que uma parte dos métodos está contra a segurança, e a outra está a favor da segurança. Para os métodos baseados nos resultados de CPT, apenas os métodos de SOLETANCHE, AOKI-VELLOSO e VELLOSO apresentaram resultados a favor da segurança. Estando os resultados apresentados pelos demais métodos superestimados.

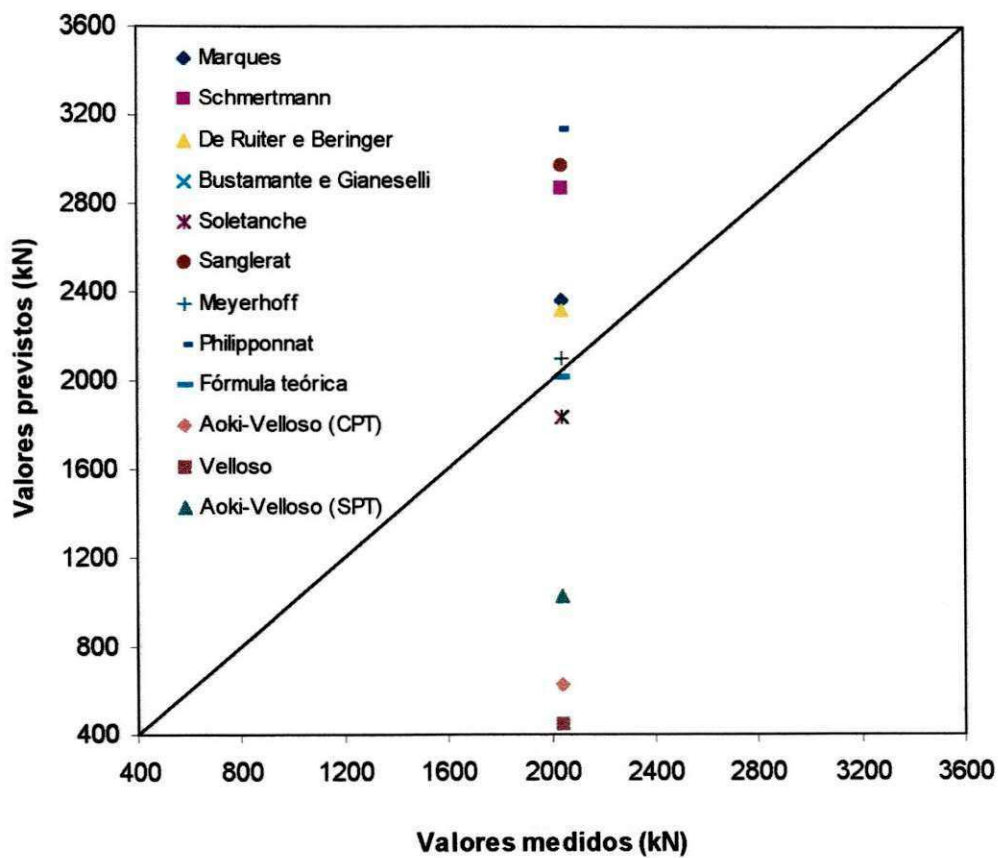


Figura 5.8- Capacidades de carga previstas x medidas com diâmetro efetivo para a estaca E3.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

6.1. Conclusões

Os parâmetros geotécnicos e os resultados obtidos através dos ensaios CPT, SPT e prova de carga em estaca realizados nesta pesquisa, permitem apresentar as seguintes conclusões:

1. Os resultados de resistência de ponta apresentaram uma boa repetibilidade, pois comparando-se os resultados dos 3 ensaios não observa-se grande discrepância entre eles.
2. A classificação do solo apresentou um resultado satisfatório para a proposta de ROBERTSON *et al.* (1986), que mostrou-se coerente com a classificação táctil-visual, obtida a partir dos resultados do SPT. Quanto a classificação baseada na proposta de DOUGLAS e OLSEN (1981), esta mostrou-se mais coerente com o ensaio granulométrico, sendo no entanto divergente da classificação táctil-visual. Considerando-se que o ensaio granulométrico foi feito a partir de uma única amostra e tem-se 5 ensaios SPT, conclui-se que a classificação segundo ROBERTSON *et al.* (1986) apresentou o melhor resultado para o depósito pesquisado.
3. Os resultados obtidos para o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e para a densidade relativa (D_r), a partir do CPT, foram convergentes com os resultados obtidos a partir do SPT.

4. Os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade baseados nos resultados de CPT mostraram-se superiores aos valores obtidos nos ensaios pressiométricos de MEDEIROS (1998) para o depósito arenoso de João Pessoa.
5. Os valores do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) obtidos a partir dos resultados de CPT, estimados utilizando-se a expressão proposta por RIX e STOKOE (1991) para areias quartzosas, quando comparados com valores de G obtidos em função do módulo pressiométrico (E_M) observa-se uma grande divergência. Isto já era esperado por tratar-se de diferentes amplitudes de deformação. G_{max} é obtido para pequenas deformações enquanto que G é obtido para grandes deformações.
6. As correlações entre a resistência de ponta do cone (q_c) e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) para determinação de K foram feitas de duas formas, em relação aos furos de sondagem e em relação às camadas de solo de cada furo. Verificou-se que as correlações feitas em relação aos furos foram melhores, considerando-se que estas apresentaram os maiores coeficientes de determinação.
7. Para as correlações q_c - N_{SPT} por furos, os Furos 1 e 2 apresentaram as melhores correlações. As melhores regressões foram a linear e potencial para os Furos 1 e 2, respectivamente.
8. Para as correlações q_c - N_{SPT} por camadas, apenas a Camada 2 apresentou coeficientes de determinação razoáveis, variando entre 0,6098 e 0,7757, para as regressões potencial e linear, respectivamente.

9. As correlações encontradas para o atrito lateral (f_s) e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), feitas em relação às camadas do solo, foram feitas apenas para o Furo 3. As melhores correlações foram obtidas para a Camada 2, com coeficientes de determinação variando entre 0,4883 e 0,8034.
10. Para as correlações f_s - N_{SPT} feitas com todos os dados do Furo 3, os coeficientes de determinação foram muitos baixos.
11. Os valores de capacidade de carga estimados a partir dos métodos SOLETANCHE, AOKI-VELLOSO, e VELLOSO, mostraram-se sempre a favor da segurança, tanto para o diâmetro nominal quanto para o diâmetro efetivo. Para os cálculos utilizando o diâmetro nominal apenas o método de SCHMERTMANN (1978) superestimou valores para a estaca E3, diâmetro de 400mm.

6.2. Sugestões para Futuras Pesquisas

Neste item são apresentadas algumas sugestões para futuras pesquisas a ser realizadas:

1. Formar um banco de dados com o maior número possível de informações obtidas do CPT e SPT, na faixa litorânea de Maceió, para correlacionar os resultados fornecidos pelos dois ensaios para a região.
2. Executar ensaios com um maior número de estacas rotativas injetadas com bulbos de alargamento para diferentes diâmetros, a fim de estudar a influência do diâmetros nos resultados da capacidade de carga destas estacas.

3. Executar novos ensaios CPT, em outros locais, para a adequação dos valores dos parâmetros F_1 e F_2 , para aplicação no método AOKI-VELLOSO.

CAPÍTULO 7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBIERO, J. H. (1990) "Correlações entre Resistência de Cone (Q_c) e Resistência a Penetração (SPT), para Solos Lateríticos", Procedimentos do XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, Anais. São Paulo, ABMS, 1990 vol. 2, pp. 187-194.
- ALONSO, U. R. (1980) "Correlações entre Resultados de Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica para a cidade de São Paulo", Solos e Rochas, Vol. 3, N° 3, pp. 19-25.
- ALONSO, U. R. (1993) "Exercícios de Fundações", 7ª edição, pp. 93-114, Ed. Edgard Blücher Ltda., São Paulo.
- ALONSO, U. R. (1995) "Previsão e Controle das Fundações", 2ª edição, pp. 47-53, Ed. Edgard Blücher Ltda., São Paulo.
- BANDINI, P.; SALGADO, R. (1998) "Methods of Pile Design Based on CPT and SPT Results", Geotechnical Site Characterization, Robertson & Mayne, Vol. 2, Balkema, Rotterdam.
- BARTORELLI, A.; HARALYI, N. (1998) "Geologia do Brasil", Capítulo 4 in Geologia de Engenharia (editado por Antônio

- Manuel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves de Brito), Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, pp. 57-67, São Paulo.
- BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. (1985) "A State Parameter for Sands", *Géotechnique* 35(2), pp. 99-112.
- BEEN, K.; LINGNAU, B. E.; CROOKS, J. H. A.; LEACH, B. (1987a) "Cone Penetration Test Calibration for Erksak Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, 24(4), pp. 601-610, Balkema Pub., Rotterdam.
- BEGEMANN, H. K. S. Ph (1965) "The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile", *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foudation Engineering*, Vol. 1, pp. 17-20, Montreal.
- BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P. K. (1989) "Shear Strength of Sand from CPT", *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foudation Engineering*, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 179-184, Balkema Pub., Rotterdam.
- BEZERRA, R. L. (1996) "Desenvolvimento do Piezocone COPPE de Terceira Geração e sua Utilização em Argilas Moles", Tese D.Sc, COPPE/UFRJ.
- BRUNI, M. A. L.; CORDANI, U. G.; CAMPOS, D. R. B; CAMPOS, D. A.; BRUNI, E. C.; ROCHA, A. J. D.; SANTOS, E. J.; ALMEIDA, J. T.; BATISTA, J. J.; SÁ, V. R.; DERZE, G. R.; LAGARDE, A.; SCHOBENHAUS, C. F. (1976) "Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo- Folha Aracaju", Sc. 24, pp. 95-100, Brasília.

- BUSTAMANTE, M.; GIANESSALLI, L. (1982) "Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetration CPT", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, pp. 493-500, Balkema Pub., Rotterdam.
- CALHEIROS, M. E. V. (1987) "Ocorrências Minerais do Estado de Alagoas", pp. 27-42, Ed. SERGASA (EDRN-AL), Maceió.
- CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; ROBERTSON, P. K. (1982) "Poro Pressure During Cone Penetration Testing", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, pp. 507-512, Balkema Pub., Rotterdam.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. (1988) "Current status of the piezocone test-state-of-the-art-report", Proc. of the I Int. Symposium on Penetration Testing, Vol. 1, pp. 93-116, Orlando.
- CAPUTO, H. P. (1983) "Mecânica dos Solos e suas Aplicações", Vol. 1, 5^a edição, pp. 158-167, Ed. Livros Técnicos e Científicos S.A., Rio de Janeiro.
- CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. (1985) "Capacidade de Carga de Estacas", pp.7-12, EESC-USP, São Paulo.
- COLLINS, I. F.; PENDER, M. J.; YAN, W. (1992) "Cavity Expansion in Sands Under Drained Loading Conditions", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 16, N^o. 1, pp. 3-23.
- DANZIGER, F. A. B.; POLITANO, C. F.; DANZIGER, B. R. (1998) "CPT-SPT Correlations for Some Brazilian Residual Soils",

Geotechnical Site Characterization, Robertson & Mayne, Vol. 2, pp. 907-912, Balkema, Rotterdam.

DE RUITER, J. (1971) "Electric Penetrometer for Site Investigations", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97, SM2, pp. 457-472.

DE RUITER, J. (1982) "The Static Cone Penetration Test-State of the Art Report", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, pp. 389-405, Balkema Pub., Rotterdam.

DOUGLAS, B. J.; OLSEN, R. S. (1981) "Soil Classification Using Electric Cone Penetration", Cone Penetration Testing and Experience, Proceedings of the ASCE National Convention, St. Louis, pp. 209-227.

DURGUNOGLU, H. T.; MITCHEL, J. K. (1975) "State Penetration Resistance of Soils I-II", Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, 1, pp. 151-189.

JAMIOLKOWSKI, M.; GHIONNA, V. M.; LANCELLOTTA, R. (1988) "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice", Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 1, pp. 263-296, Balkema Pub., Rotterdam.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T. and LANCELLOTTA, R. (1985) "New developments in Field and Laboratory Testing of Soils", State-of-the Art Report. Proceedings of the 11th International Conference on Soil

Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153, Balkema Pub., Rotterdam.

JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R.; TORDELLA, L.; BATTAGLIO, M. (1982) "Undrained Strength from CPT", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, pp. 599-606, Balkema Pub., Rotterdam.

JEFFERIES, M. G.; JONSSON, L.; BEEN, K. (1987) "Experience with Measurement of Horizontal Geostatic Stress in Sand During Cone Penetration Test Profiling", Geotechnique 37, No. 4, pp. 483-498.

JOUSTRA, K.; DE GIJT, J. G. (1982) "Results and Interpretation of the Cone Penetration Tests in Soil of Different Mineralogic Composition", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, pp. 615-626, Balkema Pub., Rotterdam.

KONRAD, J. M.; LAW, K. (1987b) "Undrained Shear Strength from Piezocone Tests", Canadian Geotechnical Journal, 24(3), pp. 392-405, Balkema Pub., Rotterdam.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. H. (1990) "Manual on Estimating Soil Properties for Design", Electric Power Research Institute, EPRI, August.

LEITE, L. E. D. (1998) "Avaliação da Capacidade de Carga à Tração das Estacas Rotativas Injetadas", Dissertação de Mestrado, UFPB, Campina Grande.

- LIMA, I. F. (1990) "Maceió a Cidade Restinga: Contribuição ao Estudo Geomorfológico do Litoral Alagoano", pp. 27-60, Ed. EDUFAL, Maceió.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. (1997) "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Ed. Blackie Academic & Professional, London.
- MACHETTI, S. (1985) "On the Field Determination of K_0 in Sand", Panel Discussion at the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 5, pp. 2667-2672, Balkema Pub., Rotterdam.
- MARQUES, A. G. (1999) Comunicação verbal.
- MARQUES, J. A.F. (1997) "Execução e Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Rotativas-Injetadas", Dissertação M.Sc, USP.
- MAYNE, P. (1992) "Tentative Method for Estimating σ'_{ho} from q_c Data in Sands", Proceedings of International Symposium on Calibration Testing, Postdam, New York, 1991, pp. 249-256.
- MAYNE, P. W. (1991) "Determination of OCR in Clay Piezocone Tests using Cavity Expansion and Critical State Concepts", Soils and Foundations, 31 (2), pp. 65-76.
- MAYNE, P. W.; RIX, J. G. (1993) " G_{max} - q_c Relationships for Clays", Geotechnical Testing Journal, ASTM, 16(1), pp. 54-60.
- MEDEIROS, J. L. G. (1998) "Estudo do Comportamento Tensão-Deformação de um Depósito Arenoso da cidade de João Pessoa

através do Pressiômetro Menard", Dissertação de Mestrado, UFPB, Campina Grande.

MOREIRA, C. V. R.; NETO, A.G. P. (1998) "Clima e Relevo", Capítulo 5 in Geologia de Engenharia (editado por Antônio Manuel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves de Brito), Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, pp. 70-85, São Paulo.

MUROMACHI, T.; TSUCHIYA, H.; SAKAI, I e SAKAI, K. (1982) "Development of Mult-sensor Cone Penetrometers", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, pp. 727-738, Balkema Pub., Rotterdam.

ORTIGÃO, J. A.R. (1995) "Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos", 2^a ed., pp. 89-240 Ed. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro.

PASTORE, E. L.; FORTES, R. M. (1998) "Caracterização e Classificação de Solos", Cap. 12 in Geologia de Engenharia (editado por Antonio Manuel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves de Brito), pp. 197-210, ABGE, São Paulo.

PHILIPPONNAT, G. (1980) "Methode Pratique de Calcul d' Pieu Isole a l'aide du Penetrometre Statique", Revue Francoise de Geotechnique, 10, pp. 55-64.

PINTO, C. S. (1979) "Resistência ao cisalhamento dos solos", 2^a edição, pp. 19-32, Ed. Grêmio Politécnico da USP, São Paulo.

QUARESMA, A.R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R.; ALMEIDA, S.S.; DANZIGER, F. (1996) "Investigações Geotécnicas", Cap. 3

- in Fundações: Teoria e Prática" (editado por W. Hachich; F.F. Falcone; J.L. Saes; R.G.Q. Frota; C.S. Carvalho e S. Niyama), pp. 119-157 Ed. PINI, São Paulo.
- RIX, G. J.; STOKOE, K. H. (1991) "Correlation of Initial Tangent Modulus and Cone Resistance", Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, New York, 1991, pp. 351-362, Elsevier.
- ROBERTSON, P. K. (1986) "In situ Testing and its Application to Foundation Engineering", Canadian Geotechnical Journal, 23, pp. 573-594.
- ROBERTSON, P. K. (1990) "Soil Classification using the Cone Penetration Test", Canadian Geotechnical Journal, 27, pp. 151-158, Balkema Pub., Rotterdam.
- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. (1983a) "Interpretation of Cone Penetrometer Test: Part I: Sand", Canadian Geotechnical Journal, 20 (4). pp. 718-733.
- ROCHA, A. M. (1974) "Novo Curso Prático de Concreto Armado", Vol. III, 14ª edição, pp. 251-277, Ed. Científica, Rio de Janeiro.
- ROGÉRIO, P. R. (1984) "Cálculo de Fundações Através do Ensaio Deep-sounding ou Cone Penetration Test", pp. 112-174, São Paulo.
- SALGADO, R.; MITCHELL, J. K.; JAMIOLKOWSKI, M. (1997) "Cavity Expansion and Penetration Resistance in Sand", Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(4), pp. 344-354.

- SALOMÃO, F. X. T; ANTUNES, F. S. (1998) "Solos" Cap. 6 in Geologia de Engenharia (editado por Antonio Manuel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves de Brito), ABGE, pp. 87-99, São Paulo.
- SANGLERAT, G. (1972) "The Penetrometer and Soil Exploration", 2nd edition, Vol. 1, pp. 1-137, Ed. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- SENNESET, K.; JANBU, N.; SVANØ, G. (1982) "Strength and Deformation Parameters from Cone Penetration Tests", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, pp. 863-933, Balkema Pub., Rotterdam.
- SLADEN, J. A. (1989) "Problems with Interpretation of Sand State from Cone Penetration Test", Geotechnique 39, No. 2, pp. 323-332.
- SOARES, J. M. (1999) "Emprego do SPT-T e Pressiômetro Ménard em um Depósito Arenoso da Região Litorânea de João Pessoa", Dissertação de Mestrado, UFPB, Campina Grande.
- VARGAS, M. (1998) "Areias de Praias e Rios Brasileiros", Procedimentos do CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 6º, Brasília, Anais. São Paulo, ABMS, 1998 vol. 2, pp. 805-810.
- VELLOSO, D.; LOPES, F. R. (1996) "Fundações", Vol. 1, Cap. 3, pp. 50-66, Cap.5, pp. 111-157, Ed. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

VELLOSO, P. P. C. (1991) "Fundações-Aspectos Geotécnicos", PUC-RJ, 3ª edição, vol. 3, pp. 467-469.

VESIC, A. S. (1975) "Bearing Capacity of Shallow Foundation", Ch. 3 in Foundation Engineering Handbook (edited by H. F. Winterkorn and H. - Y. Fang), Van Nostrand Reinhold Co, pp. 121-147, New York.

WISSA, A. E. Z.; MARTIN, R. T.; GARLANGER, J. E. (1975) "The Piezometer Probe", Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, Vol. 1, pp. 536-545, American Society of Engineers (ASCE).

A P Ê N D I C E I



Figura AI.1- Cone elétrico utilizado no presente trabalho.



Figura AI.2- Cone e raspador de lama.

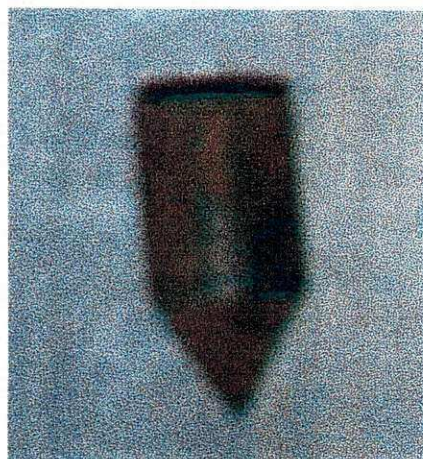


Figura AI.3- Ponta cega utilizada em camadas de pedregulhos.

Abertura para
passagem do
cone e hastes

Registrador
de
profundidade

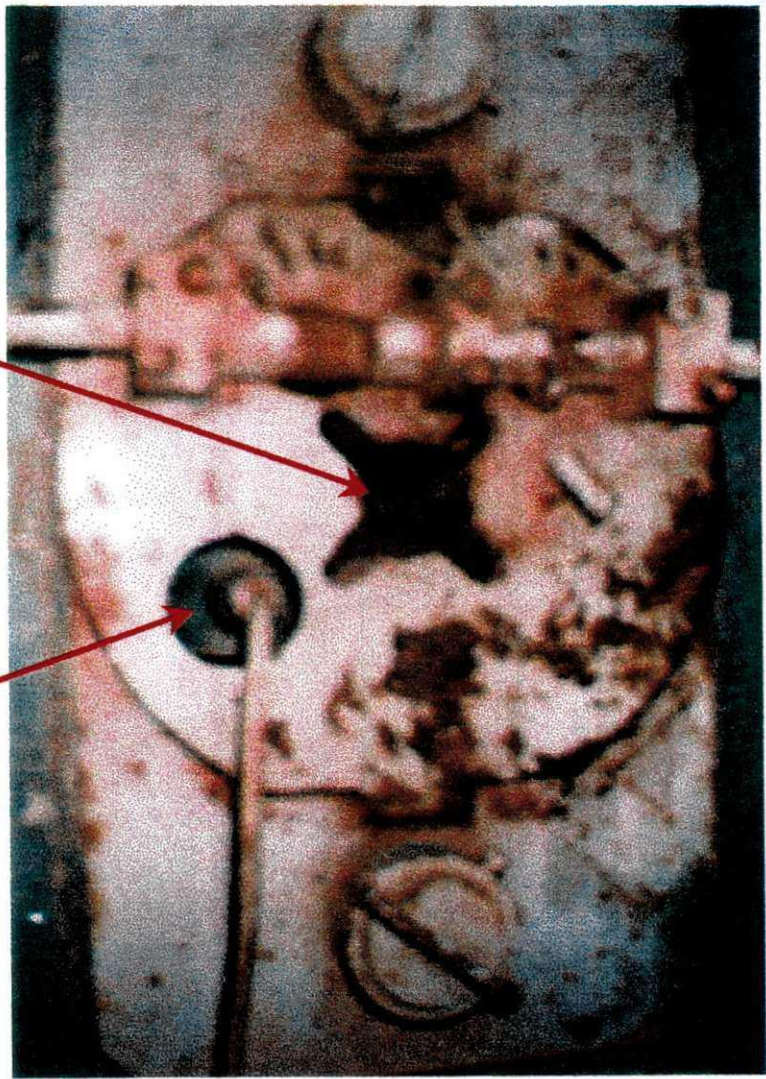


Figura AI.4- Vista superior de parte da máquina de cravação mostrando abertura para passagem do cone e hastes e registrador de profundidade.

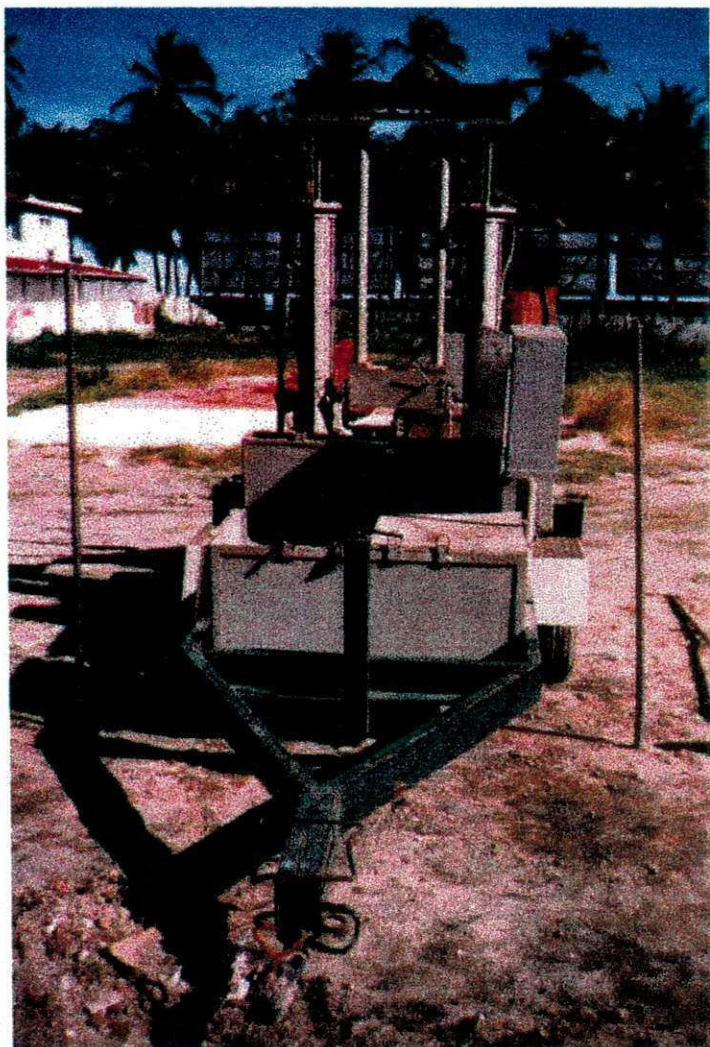
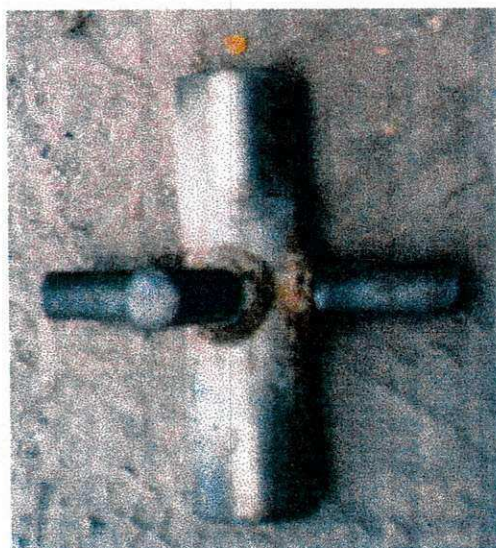


Figura AI.5- Máquina de cravação utilizada nesta pesquisa.

Figura AI.6- Chave utilizada na cravação das âncoras do sistema de reação.



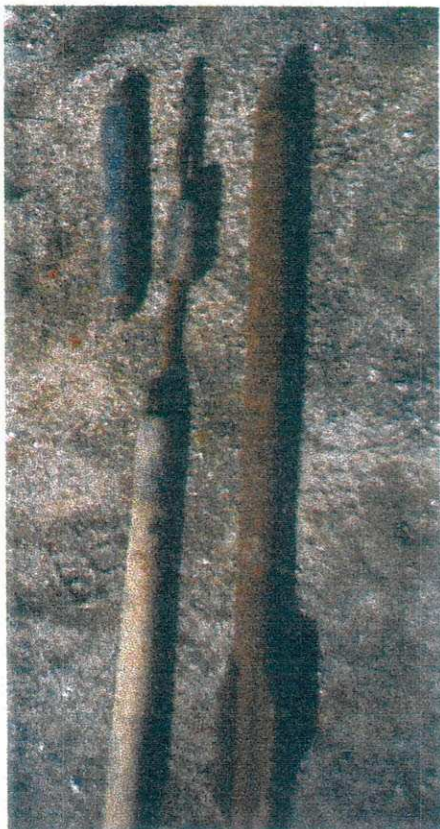


Figura AI.7- Cone, cabo elétrico, haste, adaptador cone-haste e dissipador de atrito.



Figura AI.8- Âncora helicoidal utilizada na ancoragem da máquina de cravação.

A P Ê N D I C E II

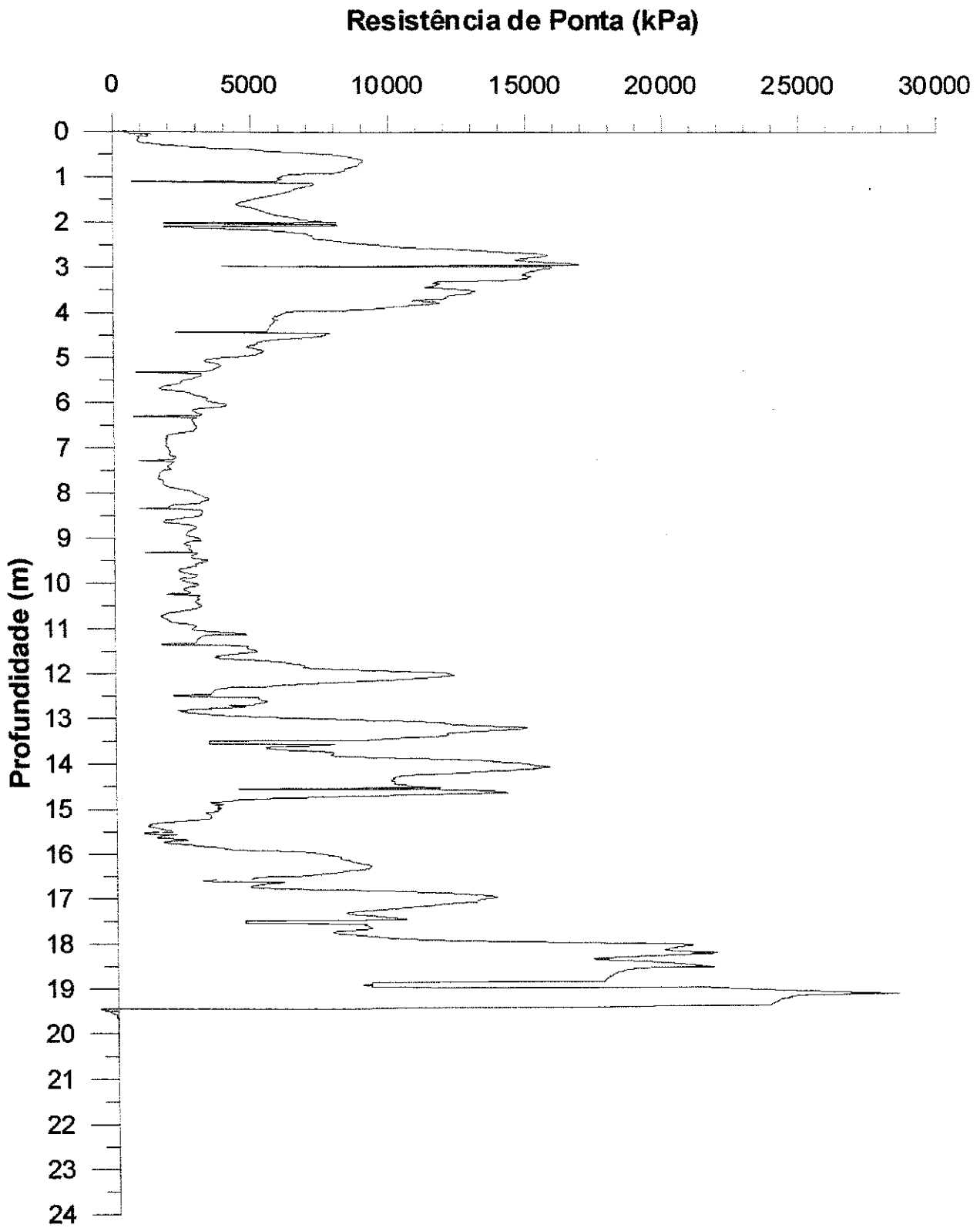


Figura AII.1- Resistência de ponta x profundidade para CPT1.

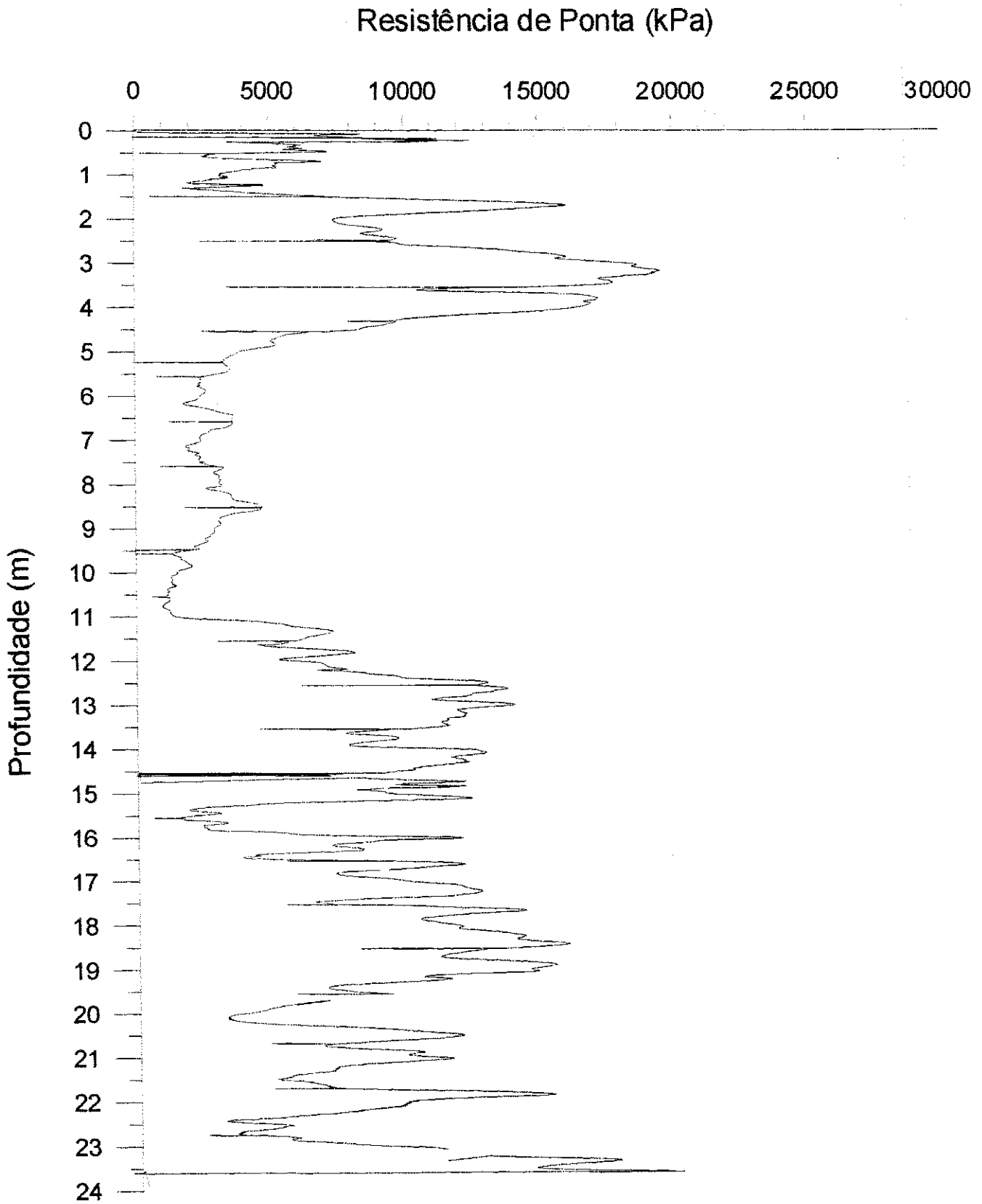


Figura AII.2- Resistência de ponta x profundidade para CPT2.

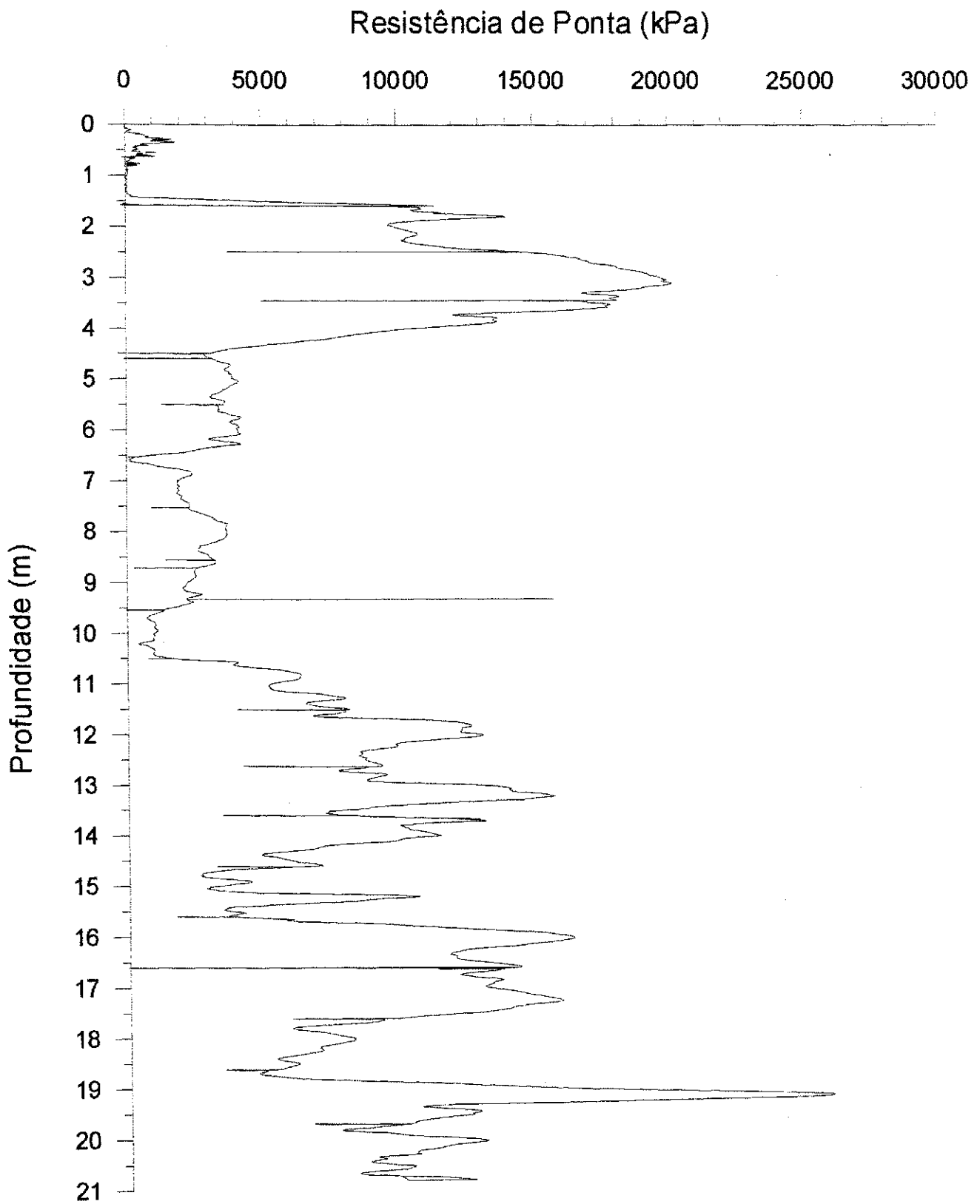


Figura AII.3- Resistência de ponta x profundidade para CPT3.

A P Ê N D I C E III

III.1 Correlações q_c - N_{SPT}

1.1. Correlações q_c - N_{SPT} por furo

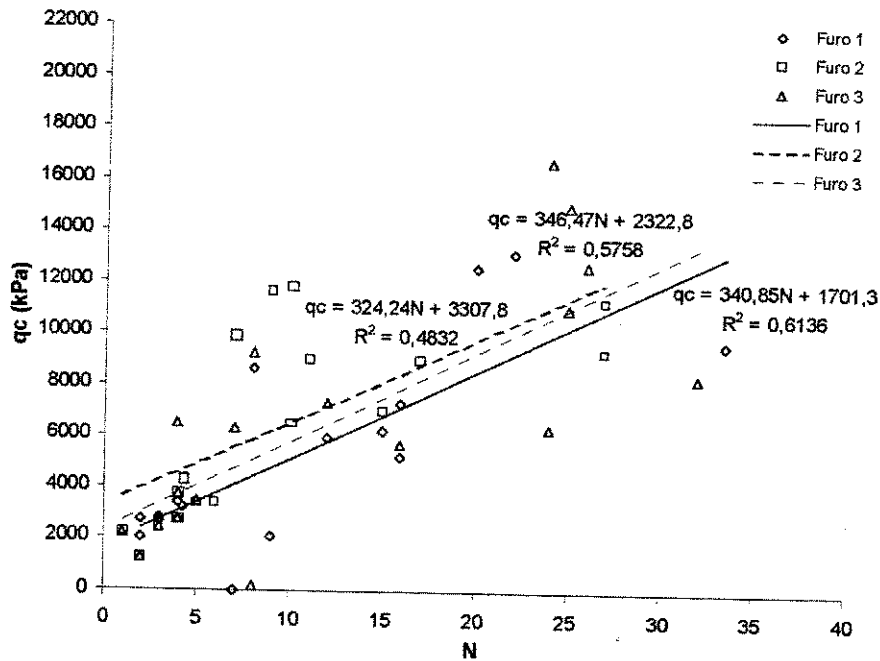


Figura AIII.1- Regressão linear de q_c - N_{SPT} por furo.

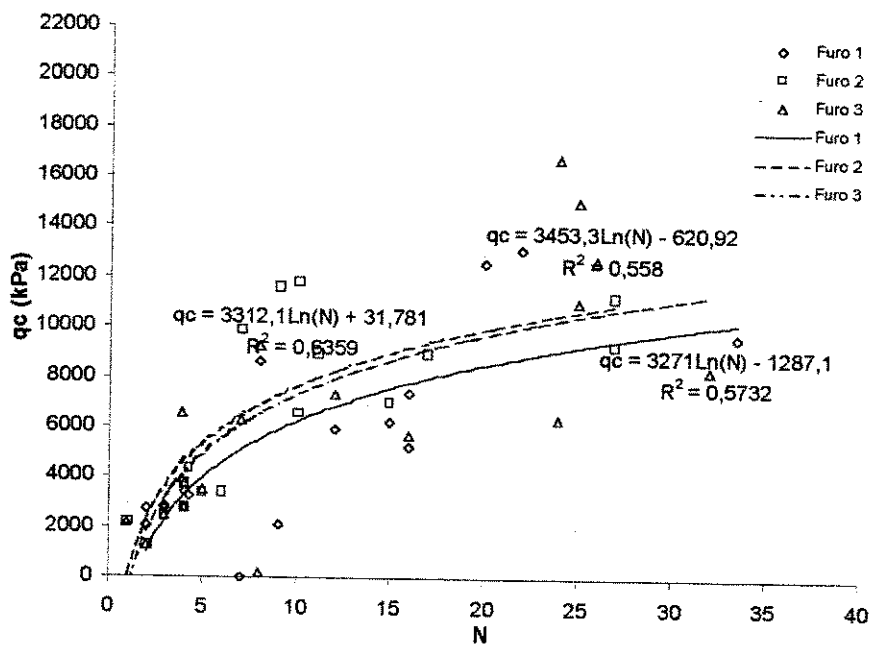


Figura AIII.2- Regressão logarítmica de q_c - N_{SPT} por furo.

1.2. Correlações q_c - N_{SPT} por camada de solo

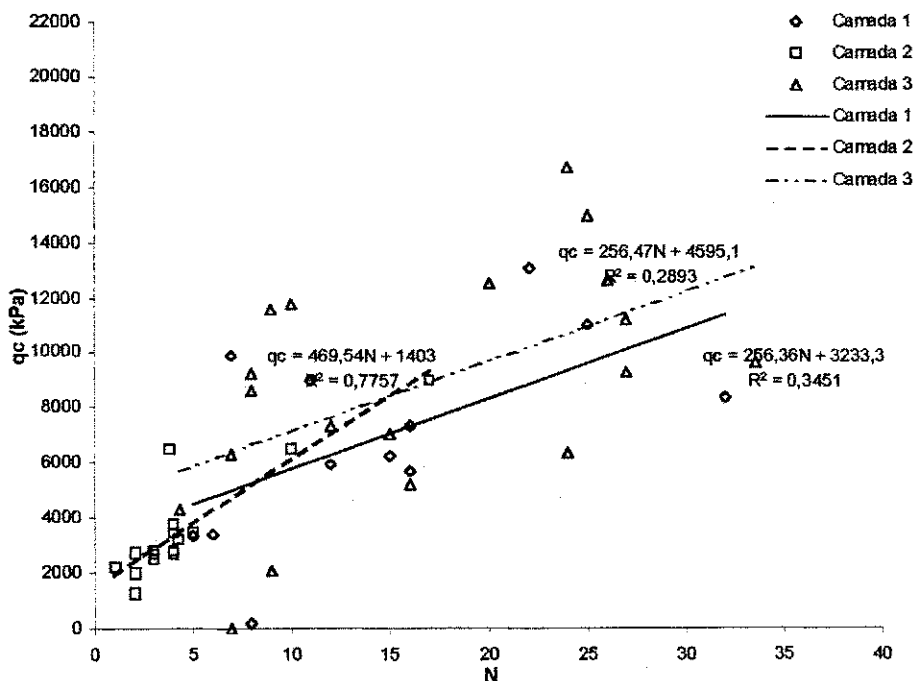


Figura AIII.3- Regressão linear de q_c - N_{SPT} para cada camada de solo.

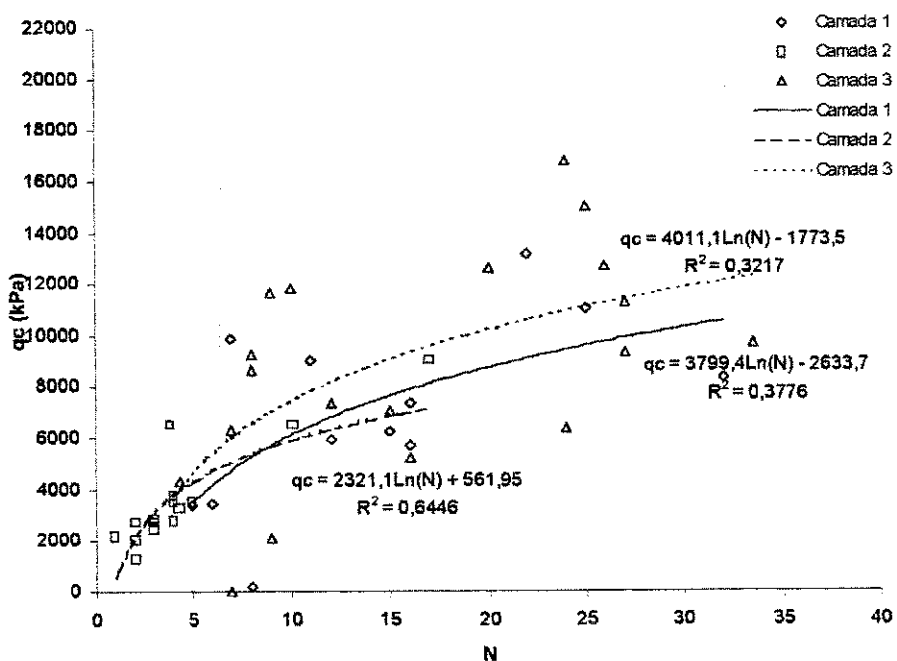


Figura AIII.4- Regressão logarítmica de q_c - N_{SPT} para cada camada de solo.

III.2. Correlações f_s - N_{SPT}

2.1. Correlações f_s - N_{SPT} por camada

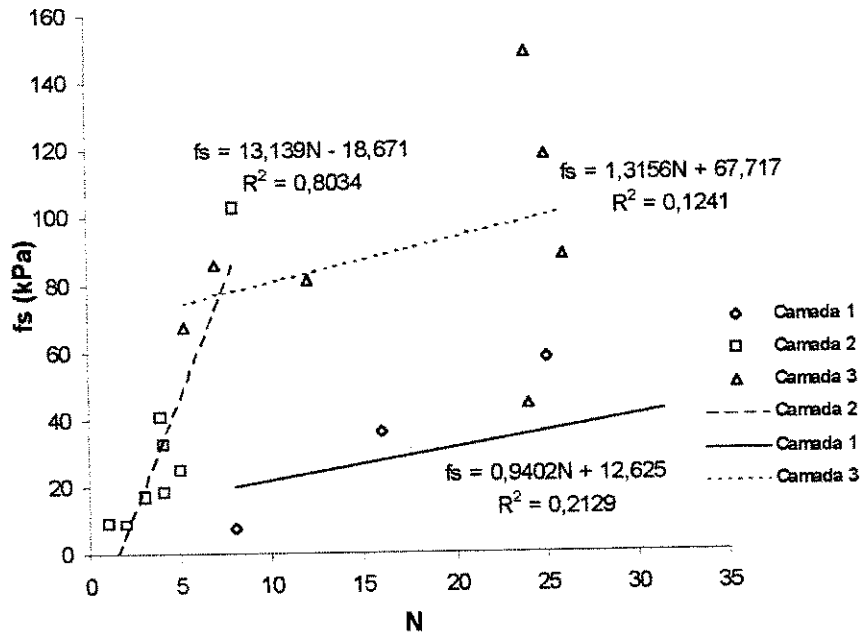


Figura AIII.5- Regressão linear de f_s - N_{SPT} por camada para o Furo 3.

2.2. Correlações f_s - N_{SPT} por furo

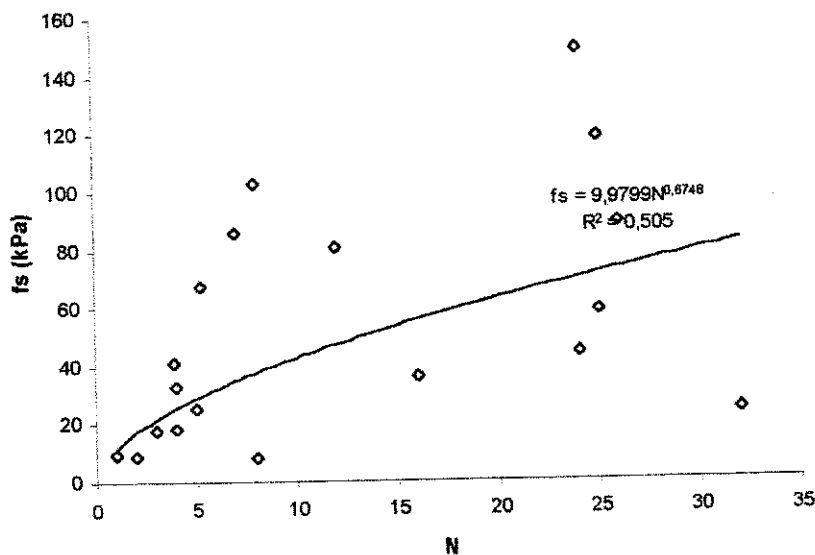


Figura AIII.6- Regressão potencial de f_s - N_{SPT} para o Furo 3.