



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

**APLICABILIDADE DO SPT E CPT NO
DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS APILOADAS EM
SOLOS COLAPSÍVEIS**

POR: ALFREDO PEDRO DE ALCANTARA JUNIOR

CAMPINA GRANDE

SETEMBRO - 2003

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE – UFCG
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA – CCT
COORDENAÇÃO DOS CURSOS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE GEOTECNIA

**APLICABILIDADE DO SPT E DO CPT NO DIMENSIONAMENTO DE
ESTACAS APILOADAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

POR:

ALFREDO PEDRO DE ALCANTARA JUNIOR

CAMPINA GRANDE

OUTUBRO -2003



A347a
2003

Alcântara Jr., Alfredo Pedro de

Aplicabilidade do SPT e CPT no dimensionamento de estacas apiloadas em solos colapsíveis / Alfredo Pedro de Alcântara Junior- Campina Grande, UFCG 2003.

123p. : il.

Dissertação (Mestrado em Geotecnia). UFCG / CCT

Inclui bibliografia

1. Fundação.
2. Estaca Apiloadada.
3. Colapso.
4. Semi-Empírico.
5. Prova de Carga.

CDU: 624-15

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE

APLICABILIDADE DO SPT E CPT NO DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS
APILOADAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Alfredo Pedro de Alcântara Junior

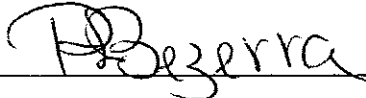
Dissertação submetida ao programa de pós – graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Dissertação aprovada por:



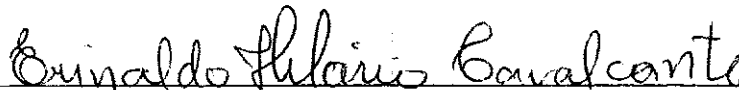
Prof. Dr. Wilson Conciani

Orientador

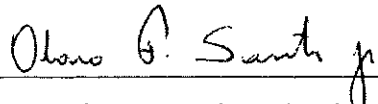


Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra

Orientador



Prof. Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante



Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior

Campina Grande / PB
Outubro de 2003

DEDICATÓRIA

Esta dissertação é dedicada aos meus pais, Alfredo Pedro de Alcântara e Maria Correia de Alcântara, os quais fizeram de tudo para me proporcionar uma boa formação; à Daniele, minha esposa, e Luis Cezar e Gabrielle, meus filhos.

AGRADECIMENTOS

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

Primeiramente a Deus por ter me ajudado a não desistir dos meus objetivos quando os mesmos pareciam distantes dos nossos olhos, diante dos obstáculos que a vida nos oferece;

Ao competente professor e orientador D. Sc. Wilson Conciani pelo incentivo, orientação técnica, ensinamento profissional e a sua enorme força de fazer os seus alunos acreditarem nos seus objetivos;

Ao caro professor e orientador D. Sc. Raimundo Leidimar Bezerra pela orientação fornecida durante a realização deste trabalho;

Ao Centro Federal de Ensino Tecnológico de Mato Grosso pelo apoio;

Ao curso de Pós-Graduação em engenharia civil da UFCG pelos conhecimentos adquiridos;

À Geosolo Eng., Planejamento e Consultoria Ltda., e todos os seus consultores pelo apoio e dados disponibilizados.;

À minha esposa Danielle, pelo apoio e incentivo na conclusão deste trabalho;

Aos colegas da minha turma do curso de pós-graduação que de forma direta ou indireta colaboraram para a realização deste trabalho.

ÍNDICE

CAPITULO 1 – INTRODUÇÃO

| | | |
|--------|----------------------------|---|
| 1.1. | Generalidades | 1 |
| 1.2. | Objetivos | 2 |
| 1.2.1. | Objetivo Geral | 2 |
| 1.2.2. | Objetivos Específicos | 2 |
| 1.3. | Organização da Dissertação | 3 |

CAPITULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

| | | |
|----------|--|----|
| 2.1. | Previsão da Capacidade de Carga de Estacas | 4 |
| 2.2. | Método Analítico ou Teórico | 4 |
| 2.2.1. | Capacidade de Carga de Estacas em Argilas | 5 |
| 2.2.2. | Capacidade de Carga de Estacas em Areias | 7 |
| 2.3. | Métodos Semi-Empíricos | 14 |
| 2.3.1. | Previsão da Capacidade de Carga por Métodos Semi-Empíricos Através de Dados de SPT | 14 |
| 2.3.1.1. | Método de Décourt & Quaresma (1978) | 15 |
| 2.3.2. | Previsão da Capacidade de Carga por Métodos Semi-Empíricos Através de Dados de CPT | 17 |
| 2.3.2.1. | Método de Aoki & Velloso (1975) | 18 |
| 2.3.2.2. | Bustamante & Gianceselli (1982) | 21 |
| 2.3.2.3. | Philipponnat (1980) | 21 |
| 2.4. | O Papel das Provas de Carga | 24 |
| 2.5. | Solos Colapsíveis | 25 |
| 2.5.1. | Formação dos Solos Colapsíveis | 26 |
| 2.5.2. | Estrutura dos Solos Colapsíveis | 27 |
| 2.5.3. | Mecanismo de Colapso | 28 |
| 2.6. | Fundações Profundas em Solos Colapsíveis | 29 |
| 2.6.1. | Estacas Apiloadas | 30 |
| 2.6.2. | Influência do Colapso nos Resultados de Provas de Carga Sobre Estacas | 31 |

CAPITULO – 3 MATERIAIS E MÉTODOS

| | | |
|--------|--|----|
| 3.1. | Caracterização do Local da Pesquisa | 33 |
| 3.2. | Perfil de Solo | 36 |
| 3.3. | Caracterização do Solo | 40 |
| 3.4. | Ensaio de Cone | 45 |
| 3.5. | Resistência ao Cisalhamento | 51 |
| 3.6. | Colapsibilidade do Solo | 54 |
| 3.7. | Provas de Carga Sobre Estacas | 58 |
| 3.7.1. | Características das Estacas Ensaaiadas | 58 |
| 3.7.2. | Estacas de Reação | 58 |
| 3.8. | Execução das Provas de Carga | 61 |

CAPITULO – 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

| | | |
|------|---|-----|
| 4.1. | O ensaio de Penetração Dinâmica – SPT | 65 |
| 4.2. | Correlações entre CPT e SPT | 72 |
| 4.3. | Capacidade de Carga das Estacas | 91 |
| 4.4. | Capacidade de Carga Através de Métodos Semi-Empíricos | 96 |
| 4.5. | Provas de Carga com Inundação | 104 |
| 4.6. | Ponta x Atrito Lateral | 106 |

CAPITULO – 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

| | | |
|------|----------------------------------|-----|
| 5.1. | Conclusões | 113 |
| 5.2. | Sugestões para Futuras Pesquisas | 114 |

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

| | |
|-------------|-----|
| Referências | 115 |
|-------------|-----|

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 – Coeficiente de adesão α , segundo Tomlinson (1975) <i>apud</i> Cintra & Aoki (1999). | 6 |
| Figura 2.2 – Efeito de arqueamento em areias, Cintra & Aoki (1999). | 8 |
| Figura 2.3 – Ângulo de atrito interno, segundo Mello (1971). | 12 |
| Figura 2.4 – Valores de N_q^* de vários autores, segundo Vésic (1967) <i>apud</i> Cintra & Aoki (1999). | 13 |
| Figura 2.5 – Estruturas mais comuns em solos colapsíveis, segundo Dudley (1970). | 28 |
| Figura 2.6 – Cargas de ponta e de atrito lateral com e sem inundação do solo. Adaptada de Teixeira (1993) <i>apud</i> Cintra(1998). | 32 |
| Figura 3.1 – Localização da cidade de Pederneiras, SP. | 34 |
| Figura 3.2 – Descrição geológica de parte do Município de Pederneiras. | 35 |
| Figura 3.3 – Localização dos furos de CPT e SPT. | 37 |
| Figura 3.4 – Perfil de sondagem SP05. | 39 |
| Figura 3.5 – Variação dos principais índices físicos do solo. | 41 |
| Figura 3.6 – Composição granulométrica ao longo da profundidade. | 43 |
| Figura 3.7 – Resultados do ensaio de cone CPT-02. | 47 |
| Figura 3.8 – Classificação do solo com base nos dados do CPT, segundo Douglas & Olsen (1981). | 49 |
| Figura 3.9 – Classificação do solo com dados do CPT, segundo Robertson <i>et al.</i> (1986). | 50 |
| Figura 3.10 – Variação dos parâmetros de resistência com a profundidade, obtidos por ensaio de cisalhamento direto. | 52 |
| Figura 3.11 – Variação dos parâmetros de resistência com a profundidade, a partir dos ensaios triaxiais UU. | 53 |
| Figura 3.12 – Curva do ensaio edométrico duplo conforme Jennings & Knight (1957) em amostra coletada a 1 m de profundidade, do campo experimental de Pederneiras. | 55 |
| Figura 3.13 – Variação do potencial de colapso com a tensão de inundação. | 56 |
| Figura 3.14 – Variação do C.P. com a profundidade. | 57 |
| Figura 3.15 – Localização dos elementos de fundação no campo experimental. | 60 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.16 – Detalhe da localização das provas de carga. | 60 |
| Figura 3.17 – Esquema geral de execução de provas de carga à compressão (apud Ferreira <i>et al.</i> , 1998). | 63 |
| Figura 4.1 – Variação de N_{SPT} com a profundidade dos furos mais próximos do local das provas de cargas. | 66 |
| Figura 4.2 – Disposições dos alinhamentos Leste – Oeste e Norte - Sul. | 68 |
| Figura 4.3 – Variação de N_{SPT} com a profundidade no alinhamento Leste - Oeste. | 69 |
| Figura 4.4 – Variação de N_{SPT} pela profundidade no alinhamento Norte - Sul. | 70 |
| Figura 4.5 – Variação dos valores médios de N_{SPT} dos alinhamentos N – S e L – O e do furo SP05, com a profundidade. | 71 |
| Figura 4.6 – Ajuste exponencial de K do Furo 1 (SP05xCPT02). | 75 |
| Figura 4.7 – Ajuste logarítmico de α do Furo 1 (SP05xCPT02). | 76 |
| Figura 4.8 – Ajuste linear do Furo 5 (SP19xCPT08). | 79 |
| Figura 4.9 – Ajuste linear do Furo 8 (SP21xCPT08A). | 79 |
| Figura 4.10 – Ajuste linear para a camada de areia argilosa. | 81 |
| Figura 4.11 – Ajuste logarítmico para a camada de silte argilosa. | 83 |
| Figura 4.12 – Curva carga-recalque das provas de carga realizadas. | 90 |
| Figura 4.13 – Influência da velocidade do carregamento na estaca C1. | 92 |
| Figura 4.14 – Semelhanças entre as provas de cargas 1C1LENT(NAT) e 1C2RAP(NAT). | 93 |
| Figura 4.15 – Comparação das curvas carga-recalque da estaca C1, na condição de umidade natural e com o solo pré-inundado com velocidade de carregamento rápida. | 95 |
| Figura 4.16 – Comparação das curvas carga-recalque da estaca C2, na condição de umidade natural e com o solo pré-inundado com velocidade de carregamento rápida. | 96 |
| Figura 4.17 – Capacidades de carga previstas na estaca C1 x medidas em prova de carga. | 102 |
| Figura 4.18 – Capacidades de carga previstas na estaca C2 x medidas em prova de carga. | 103 |
| Figura 4.19 – Curvas cargas x levantamento da estaca T1 - ensaio tipo lento. | 107 |
| Figura 4.20 – Curvas cargas x levantamento da estaca T2 - ensaio tipo rápido. | 108 |

LISTA DE TABELAS

| | | |
|----------------------|---|----|
| Tabela 2.1 – | Coeficiente de empuxo K e ângulo de atrito δ , segundo Broms (1966) <i>apud</i> Cintra & Aoki (1999). | 9 |
| Tabela 2.2 – | Relação entre os ângulos de atrito δ/Φ , segundo Potyondy (1961) <i>apud</i> Cintra & Aoki (1999). | 10 |
| Tabela 2.3 – | Fator característico do solo, sugerido por Decóurt & Quaresma (1978). | 16 |
| Tabela 2.4 – | Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo, segundo Decóurt <i>et al.</i> (1998). | 16 |
| Tabela 2.5 – | Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo, sugerido por Decóurt <i>et al.</i> (1998). | 17 |
| Tabela 2.6 – | Valores sugeridos para os coeficientes K e α (Aoki & Velloso, 1975). | 20 |
| Tabela 2.7 – | Coeficientes de transformação $F1$ e $F2$, sugeridos por Aoki & Velloso (1975). | 20 |
| Tabela 2.8 – | Valores de $F3$ sugeridos por Philipponnat (1980) <i>apud</i> Farias (1999). | 22 |
| Tabela 2.9 – | Valores de α_4 de acordo Philipponnat (1980) <i>apud</i> Farias (1999). | 22 |
| Tabela 2.10 – | Valores dos coeficientes k_c e α para vários tipos de solos, Bustamante & Gianeselli (1982) <i>apud</i> Farias (1999). | 23 |
| Tabela 2.11 – | Alguns casos de ocorrência de colapso, Conciani (1997). | 25 |
| Tabela 3.1 – | Variação dos índices físicos com a profundidade. | 40 |
| Tabela 3.2 – | Classificação do solo da camada I (SUCS). | 44 |
| Tabela 3.3 – | Classificação do solo da camada II (SUCS). | 45 |
| Tabela 3.4 – | Resumo das profundidades alcançadas nos ensaios CPT. | 46 |
| Tabela 3.5 – | Zonas de classificação segundo Robertson <i>et al.</i> (1986). | 50 |
| Tabela 3.6 – | Resumo da classificação dos solos a partir de dados do CPT. | 51 |
| Tabela 3.7 – | Valores médios dos parâmetros de resistência das camadas. | 53 |
| Tabela 3.8 – | Variação do CP com a tensão de inundação em uma amostra coletada a 1m de profundidade. | 55 |
| Tabela 3.9 – | Parâmetros do solo obtidos nos ensaios edométricos. | 56 |
| Tabela 3.10 – | Características das estacas ensaiadas. | 58 |
| Tabela 3.11 – | Características das estacas de reação utilizadas nas provas de carga. | 59 |

| | | |
|----------------------|---|----|
| Tabela 3.12 – | Relação das provas de carga realizadas à compressão. | 64 |
| Tabela 4.1 – | Valores de desvio padrão obtidos através dos furos de sondagens na área próxima aos ensaios. | 67 |
| Tabela 4.2 – | Camadas e valores de K segundo Aoki & Velloso (1975) e Danziger & Velloso (1986), com base na sondagem SP05. | 72 |
| Tabela 4.3 – | Correlações para obtenção de K com dados de SP05 e CPT02 (Furo1). | 73 |
| Tabela 4.4 – | Correlações para obter α^* pela correlação entre SP05 e CPT02 (Furo1). | 74 |
| Tabela 4.5 – | Correlações para obtenção de K por comparação direta entre SPT e CPT. | 77 |
| Tabela 4.6 – | Correlações para obtenção de K por camada entre os Furos SP05 e CPT02. | 80 |
| Tabela 4.7 – | Correlações para obter K para todos os furos SPT e CPT por comparação entre as camadas de areia argilosa para os diversos furos SPT e CPT próximos. | 81 |
| Tabela 4.8 – | Correlações para obter K para todos os furos SPT e CPT por comparação entre as camadas silte argilosa para furos SPT e CPT próximos. | 82 |
| Tabela 4.9 – | Valores de K médios obtidos diretamente com a aplicação da Equação 4.1. | 83 |
| Tabela 4.10 – | Correlações para obtenção de α^* por comparação direta entre furos SPT e CPT. | 85 |
| Tabela 4.11 – | Correlações para obter α^* para todos os furos SPT e CPT por comparação entre as camadas presentes no solo. | 87 |
| Tabela 4.12 – | Valores médios de α obtidos diretamente com a aplicação da Equação 4.2. | 87 |
| Tabela 4.13 – | Correlações usadas para obtenção de α com dados do CPT. | 88 |
| Tabela 4.14 – | Valores médios de α obtidos diretamente com a aplicação da Equação 4.3. | 89 |
| Tabela 4.15 – | Resultados das provas de carga extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953). | 94 |
| Tabela 4.16 – | Resultados da aplicação dos métodos semi-empíricos e das provas de | 97 |

| | | |
|--------------------|---|-----|
| | carga da estaca C1. | |
| Tabela 4.17 | – Comparação da capacidade de carga prevista com a obtida nas provas de carga. | 101 |
| Tabela 4.18 | – Redução do coeficiente de segurança causada pela inundação da estaca C1. | 105 |
| Tabela 4.19 | – Estimativa das parcelas de resistência lateral e de ponta das provas de carga tipo rápida das estacas C1 e C2, de acordo com a Equação 4.7. | 109 |
| Tabela 4.20 | – Diferença percentual entre as parcelas da capacidade de carga da ponta e a média da prova de carga tipo rápida. | 110 |
| Tabela 4.21 | – Diferença percentual entre as parcelas da capacidade de carga do atrito lateral e a média da prova de carga tipo rápida. | 112 |

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

| | |
|-------------------|--|
| α | Fator de execução da estaca; |
| β | Coefficiente do método Décourt & Quaresma (1978); |
| γ | Peso específico do solo; |
| δ | Ângulo de atrito adesão entre a estaca e o solo; |
| Φ' | Ângulo de atrito interno efetivo; |
| ψ | Parâmetro de estado; |
| σ' | Tensão efetiva; |
| σ_v' | Tensão efetiva vertical; |
| σ_{vps} | Tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado; |
| σ_{vpn} | Tensão de pré-adensamento virtual do solo na umidade natural; |
| σ_{v0} | Tensão vertical devida ao peso próprio do solo em campo; |
| A_p | Área da ponta da estaca; |
| ABMS | Associação Brasileira de Mecânica dos Solos; |
| ASTM | American Society for Testing of Materials; |
| CP | Potencial de colapso; |
| CPT | Cone Penetration Test; |
| CPTU | Cone Penetration Test with Measurement of Pore-pressure; |
| C_u | Resistência ao cisalhamento não drenada de argilas saturadas; |
| C_u | Coefficiente de não uniformidade; |
| D | Diâmetro da estaca; |
| D_r | Densidade relativa; |
| D_i | Diâmetro interno; |
| D_e | Diâmetro externo; |
| DP | Dynamic Probing; |
| E | Módulo de deformabilidade; |
| e | Índice de vazios; |
| E_{ad} | Módulo edométrico; |
| F_1 e F_2 | Coefficiente de escala entre a estaca e o CPT; |
| K_w | Coefficiente de colapso; |
| ISSMFE | International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering; |
| f_s | Atrito lateral unitário; |
| $G_{m\acute{a}x}$ | Módulo de cisalhamento máximo; |

| | |
|-----------|---|
| K | Fator de relação entre atrito da estaca e atrito do cone; |
| k_0 | Coefficiente de empuxo do solo em repouso; |
| N_{SPT} | Resistência à penetração do SPT; |
| OCR | Razão de pré-adensamento; |
| q_p | Resistência de ponta da estaca; |
| q_c | Resistência de ponta normalizada; |
| R_f | Razão de atrito; |
| R_l | Parcela de resistência devido a ponta da estaca; |
| R_p | Parcela de resistência devida ao atrito; |
| S_r | Grau de saturação; |
| SPT | Standard Penetration Test; |
| SUCS | Sistema Unificado de Classificação de Solos; |
| St | Sensibilidade; |
| S_u | Resistência ao cisalhamento não drenada; |
| T | Torque máximo obtido com o SPT-T; |
| U | Perímetro; |
| W | Teor de umidade; |
| WST | Weight Sounding Test; |

APLICABILIDADE DO SPT E CPT NO DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS APILOADAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

RESUMO

Este trabalho de pesquisa tem por finalidade apresentar e discutir os resultados de uma campanha de ensaios de penetração (SPT e CPT) e provas de carga à compressão em estacas apiloadas. Esta campanha foi realizada em solos colapsíveis constituídos de camadas de areia argilosa sobreposta a uma camada silto argilosa, no município de Pederneiras (SP). Nesta pesquisa comparou-se os resultados de CPT e SPT com finalidade de estimar os ajustes dos parâmetros K e α . Houve também uma comparação entre as previsões feitas por alguns métodos semi-empíricos baseados no SPT e no CPT, além de métodos teóricos. Para estudo da influência do colapso do solo, foram realizadas provas de cargas com inundação prévia do solo. Os resultados obtidos indicaram que as correlações empíricas se mostraram conservadoras. Também verificou-se que os métodos semi-empíricos baseados no CPT obtiveram uma convergência melhor com os resultados das provas de carga do que os métodos de cálculo baseados no SPT. Finalmente conclui-se que o efeito da inundação do solo ocasionou diminuição nos valores do coeficiente de segurança.

Palavras chaves: Fundação, Capacidade de Carga, Provas de Carga, Estaca Apiloadas, Colapso.

APPLICABILITY OF SPT AND CPT IN APILOADAS PILES IN DIMENSIONAMENT IN COLLAPSE SOILS

ABSTRATC

This research work has the purpose to present and to discuss the results of a campaign of penetration tests (SPT and CPT) and loading bearing test to the compression in hamered piles. This campaign was carried out on collapsible soils formed by layers of clayey sand upon a layer of clayey silt, in the municipal district of Pederneiras (SP). In this research it was compared the results of CPT and SPT with purpose of predict the fitting of the parameters K and α . There was also a comparison among some semi-empiric predicting methods based on SPT and CPT, besides theoretical methods. For the study of the influence of the collapse in this soil, were performed loading tests with previous soil wetting. The obtained results appoint that the empiric correlations were shown conservatives. It was also verified that the semi-empiric methods based on CPT obtained a better convergence with the results of the loading tests, than the prediction methods based on SPT. Finally It is concluded that the effect of the soil wetting caused decrease on the value of safety's coefficient.

Key words: Foundation, Bearing Capacity, Loading Bearing Test, Hamered Piles, Collapse.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

A realização de provas de carga sobre estacas é o ensaio “in situ” que mais reproduz adequadamente as condições de campo e o comportamento da resistência das mesmas.

Porém, muitas vezes o seu alto custo inicial é um dos fatores que inibem, e às vezes inviabiliza a sua realização. Isso tem estimulado a busca de outras opções que permitam avaliar a capacidade de carga a um custo relativamente menor.

A estimativa de capacidade de carga de estacas sem o auxílio da prova de carga é uma busca contínua dos pesquisadores da área de fundações.

Por isso, há várias correlações que permitem avaliar a capacidade de carga de estacas e comparar com resultados obtidos de provas de carga. Os valores previstos por métodos semi-empíricos, por exemplo, utilizam dados de ensaios “in situ”, os quais são muito utilizados na prática da engenharia de fundações.

Sabe-se que, no Brasil e em grande parte do mundo, o ensaio “in situ” mais empregado é o SPT (Standard Penetration Test), o qual apesar das suas limitações já muito difundidas (BELINCANTA *et al.*, 1994) tem grande utilização prática para o cálculo de capacidade de carga de estacas, através de correlações com resultados de prova de carga.

Por outro lado, nos últimos anos vem sendo muito empregado o ensaio de cone, o CPT (Cone Penetration Test), ou ainda ensaio de penetração estático (ou quase estático), que segundo Politano *et al.* (2000) é rápido e fornece um perfil stratigráfico do solo praticamente contínuo. Além disso, possui excelente repetibilidade e grande potencialidade para a detecção

de camadas muito finas (FARIAS, 1999). Nesta dissertação será feita a apresentação e a análise de resultados de ensaios com SPT, CPT e de provas de carga sobre estacas apiloadas.

Através dos dados dos ensaios realizados, se poderá estabelecer correlações entre os resultados dos ensaios “in situ” e das provas de carga, com o intuito de avaliar os coeficientes utilizados nos principais métodos de previsão de capacidade de carga que envolvem dados de SPT e CPT.

As correlações apresentadas no presente trabalho foram utilizadas nas previsões de capacidade de carga em estacas apiloadas na região do município de Pederneiras/SP. Na região é grande o emprego deste tipo de fundação, e já são bem conhecidas as características deste solo, principalmente quanto à sua colapsibilidade.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo geral desta dissertação é estudar as propriedades geotécnicas dos solos porosos colapsíveis do estado de São Paulo na região do município de Pederneiras, de modo a contribuir com a determinação de parâmetros geotécnicos para o projeto de fundações especificamente para as estacas apiloadas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Comparar os resultados obtidos através do SPT e do CPT, com a finalidade de estabelecer correlações entre os ensaios;
- Ajustar os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas apiloadas;

- Comparar os resultados dos métodos semi-empíricos com os resultados obtidos a partir dos métodos teóricos.

1.3. Organização da Dissertação

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos. Os assuntos estão distribuídos conforme descrito a seguir:

No Capítulo 1 é feita uma breve introdução ao trabalho, apresentando os principais objetivos a serem alcançados nesta dissertação.

No Capítulo 2 será apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre os temas abordados na dissertação.

No Capítulo 3 são apresentados os dados relativos ao campo experimental, tais como: localização, perfil geotécnico, descrição dos equipamentos e das estacas ensaiadas, e os procedimentos empregados nos ensaios.

No Capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados dos ensaios com SPT, CPT e provas de carga, bem como os resultados obtidos dos métodos semi-empíricos utilizados.

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

As referências bibliográficas consultadas para o desenvolvimento desta dissertação são apresentadas ao seu final.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Previsão da Capacidade de Carga de Estacas

2.2. Método Analítico ou Teórico

Segundo Décourt *et al.* (1998), apesar da grande quantidade de teorias existentes para a previsão da capacidade de carga de fundações, a maioria dos métodos teóricos se constituem extensões dos trabalhos de Prandtl (1921) e Reissner (1924).

Uma das primeiras aplicações práticas da teoria para o cálculo da capacidade de carga foi desenvolvida por Terzaghi (1943), para o estudo de fundações rasas. Velloso & Lopes (1996) diz que Meyerhof (1951) aperfeiçoou os trabalhos de Terzaghi (1943) para profundidades maiores, validando a teoria para as fundações profundas.

As fórmulas teóricas de capacidade de carga, desenvolvidas na Mecânica dos Solos, são aplicáveis somente aos casos de solos puramente argilosos ou puramente arenosos, tendo-se em vista um número muito grande de fatores que influenciam na capacidade de carga das fundações.

Segundo Decóurt *et al.* (1998), os métodos teóricos e os ensaios laboratoriais são fundamentais para se estabelecer a influência de todos os parâmetros envolvidos na previsão da capacidade de carga.

2.2.1. Capacidade de Carga de Estacas em Argilas

O atrito lateral entre o fuste da fundação e o solo (q_s) é função da resistência ao cisalhamento não drenado de argilas saturadas (C_u) e de um fator empírico (α) de adesão solo-elemento estrutural, como se observa na Equação 2.1.

$$q_s = \alpha \cdot C_u \quad (2.1)$$

Logo, a parcela de resistência ao atrito lateral é dada pela Equação 2.2, mostrada a seguir:

$$R_l = \alpha \cdot C_u \cdot S_l \quad (2.2)$$

Onde:

α – Coeficiente que varia com a consistência das argilas, obtido através da Figura 2.1;

C_u – Resistência ao cisalhamento não drenada de argilas saturadas;

S_l – área lateral da estaca.

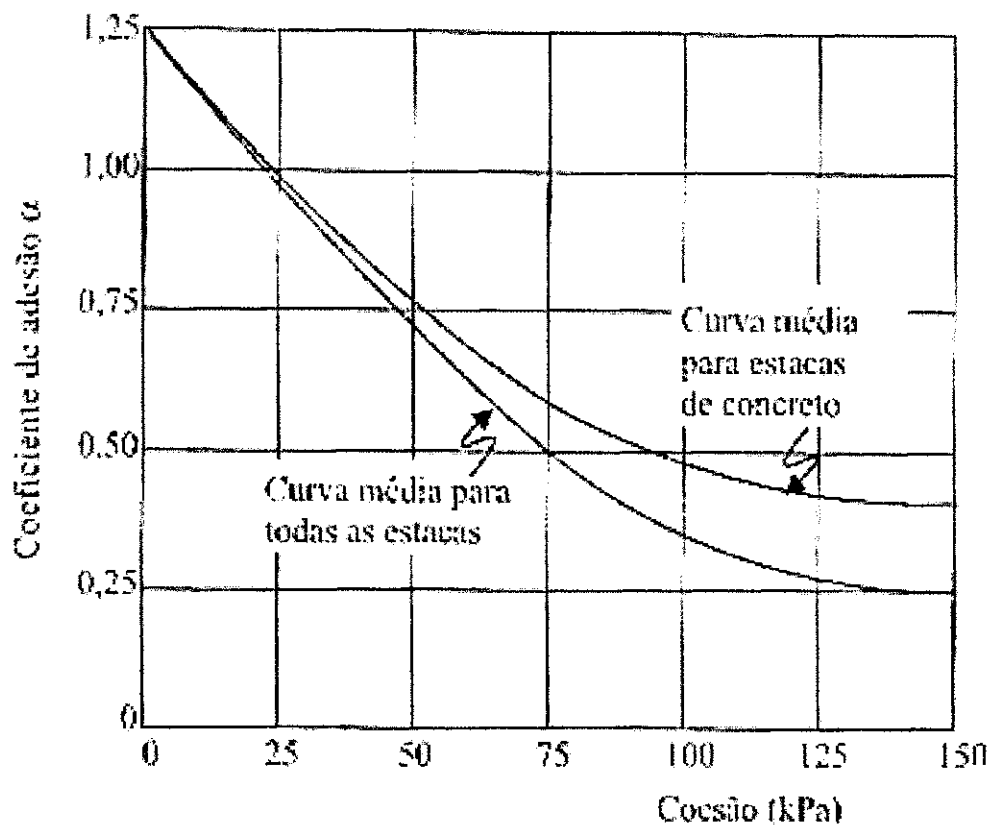


Figura 2.1 – Coeficiente de adesão α , segundo Tomlinson (1957) *apud* Cintra & Aoki (1999).

Observa-se que se o terreno estudado se apresenta em camadas com valores diversos de coesão, deverá ser realizada uma somatória das parcelas de resistência lateral ao longo do fuste do elemento de fundação.

Para a determinação da capacidade de carga de ponta em argilas pode ser utilizada a Equação 2.3, sugerida por Skempton (1951).

$$q_p = C_u \cdot N_c + \sigma'_v \quad (2.3)$$

Onde:

σ'_v – tensão vertical efetiva na cota de apoio;

N_c – fator de capacidade de carga, que, para fundação profunda, pode-se adotar o valor igual a 9;

C_u – Resistência ao cisalhamento não drenada de argilas saturadas.

Quando não há disponibilidade do valor de C_u obtido em laboratório, pode-se estimar o seu valor pela relação empírica de Teixeira & Godoy (1996), através dos resultados de ensaios com SPT, ou seja:

$$C_u = 0,01 N_{SPT} \text{ (em MPa)} \quad (2.4)$$

Onde:

C_u – Resistência ao cisalhamento não drenado de argilas saturadas;

N_{SPT} – índice de resistência à penetração do ensaio SPT.

Pode-se ainda utilizar a Equação 2.5, sugerida por Decóurt (1989). Essa relação tem por base ensaios laboratoriais de resistência ao cisalhamento não drenada e valores de N_{SPT} . Estas duas correlações das equações 2.4 e 2.5 são ligeiramente diferentes. Os resultados de Decóurt (1989) são 25% maiores que aqueles obtidos por Teixeira & Godoy (1996).

$$C_u = 12,5 N_{SPT} \text{ (em kPa)} \quad (2.5)$$

2.2.2. Capacidade de Carga de Estacas em Areia

O atrito lateral unitário de estacas em areia é obtido através da seguinte expressão:

$$q_s = \sigma'_h \cdot \text{tg } \delta \quad (2.6)$$

$$q_s = K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg } \delta \quad (2.7)$$

$$q_s = K_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot \text{tg } \delta \quad (2.8)$$

Onde:

σ'_h – tensão horizontal efetiva;

σ'_v – tensão vertical efetiva;

δ – é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo;

K_0 – coeficiente de empuxo do solo em repouso;

γ – peso específico da areia (quando abaixo do nível de água, utiliza-se o peso específico submerso).

Observa-se da Equação 2.8 que a resistência ao atrito é linearmente crescente com a profundidade, porém, essa observação somente é válida para uma profundidade de 10 a 20 vezes o valor do diâmetro da estaca, devido ao efeito de arqueamento nas areias, Cintra & Aoki (1999).

Segundo Moretto (1972) *apud* Cintra & Aoki (1999), devido ao arqueamento em areias, o atrito lateral aumenta linearmente até uma profundidade igual a 15 vezes o diâmetro (d), permanecendo constante a partir desta profundidade, conforme mostrado na Figura 2.2.

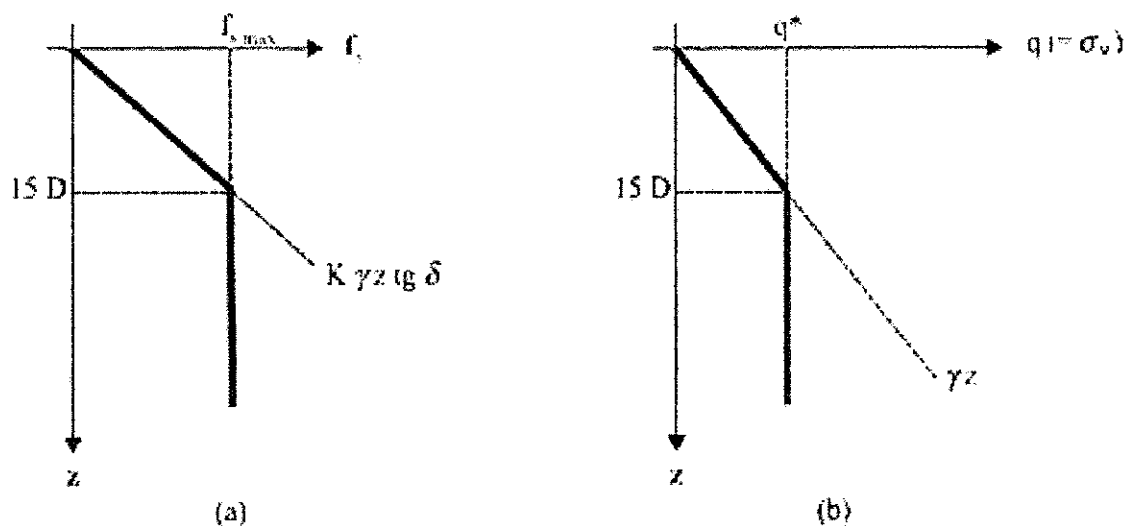


Figura 2.2 – Efeito de arqueamento em areias, Cintra & Aoki (1999).

O valor de $f_{sm\acute{a}x}$ é dado pela Equação 2.9. Pela Equação 2.10 pode-se obter o valor da parcela referente ao atrito lateral.

$$f_s = K \cdot \gamma \cdot (15D) \cdot \text{tg} \delta \quad (2.9)$$

$$R_l = f_{smed} \cdot S_l \quad (2.10)$$

Onde:

S_l – área lateral da estaca;

δ – é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo, conforme Tabela 2.1 ou 2.2;

K – coeficiente de empuxo, conforme Tabela 2.1;

γ – peso específico;

D – diâmetro da estaca.

O valor de K , segundo Décourt *et al.* (1998), depende do coeficiente de empuxo em repouso, do processo de execução da estaca e do índice de compactação inicial da areia.

Broms (1966), *apud* Cintra & Aoki (1999), recomenda os valores de K apresentados na Tabela 2.1. Nesta Tabela também são apresentados valores típicos do ângulo de atrito solo-elemento estrutural (δ).

Tabela 2.1 – Coeficiente de empuxo K e ângulo de atrito δ , segundo Broms (1966) *apud* Cintra & Aoki (1999).

| Tipo de estaca | K | | δ |
|-------------------------|------------|----------|------------|
| | Areia fofa | Compacta | |
| Metálica | 0,5 | 1,0 | 20° |
| Pré-moldada de concreto | 1,0 | 2,0 | 3/4 Φ |
| Madeira | 1,5 | 4,0 | 2/3 Φ |

Para a estimativa do ângulo (δ) pode-se também utilizar as relações obtidas por Potyondy (1961), *apud* Cintra & Aoki (1999), através do ângulo de atrito interno efetivo da areia (Φ), conforme Tabela 2.2

Tabela 2.2 – Relação entre os ângulos de atrito δ/Φ , segundo Potyondy (1961), *apud* Cintra & Aoki (1999).

| Material | Acabamento da superfície | Areia seca | Areia saturada |
|----------|---------------------------|------------|----------------|
| Aço | Lisa (polida) | 0,54 | 0,64 |
| | Áspera (oxidada) | 0,76 | 0,80 |
| Madeira | Paralela às fibras | 0,76 | 0,85 |
| | Normal às fibras | 0,88 | 0,89 |
| Concreto | Lisa (forma metálica) | 0,76 | 0,80 |
| | Áspera (forma de madeira) | 0,88 | 0,88 |
| | Rugosa (sem forma) | 0,98 | 0,90 |

A parcela da capacidade de carga de ponta para solos arenosos, na forma geral, poderá ser expressa pela Equação 2.11, mostrada a seguir:

$$q_p = q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (2.11)$$

Onde:

q – tensão vertical efetiva;

N_q e N_γ – fatores de capacidade de carga;

S_q e S_γ – fatores de forma;

B – Base da fundação;

γ – peso específico do solo.

Para as fundações profundas, a Equação 2.11 pode ser apresentada da seguinte forma:

$$q_p = (\sigma_v')^* \cdot Nq^* \quad (2.12)$$

Onde:

$(\sigma_v')^*$ - tensão vertical efetiva para um valor máximo, na profundidade igual a 15 vezes o diâmetro;

Nq^* - incorporado pelo fator de capacidade de carga e o fator de forma, Vésic (1967).

Portanto, a parcela da carga de ponta é dada por:

$$R_p = ((\sigma_v')^* \cdot Nq^*) \cdot A_p \quad (2.13)$$

Sendo:

A_p – área da seção transversal na ponta da estaca.

Para a estimativa do ângulo de atrito da areia, pode-se utilizar a Figura 2.3, que foi obtida por Mello (1971), *apud* Cintra & Aoki (1999), através de correlações com o N_{SPT} .

Godoy (1983), *apud* Cintra & Aoki (1999), também propõem a Equação 2.14 para estimar o valor do ângulo de atrito das areias em função do N_{SPT} .

$$\Phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT} \quad (2.14)$$

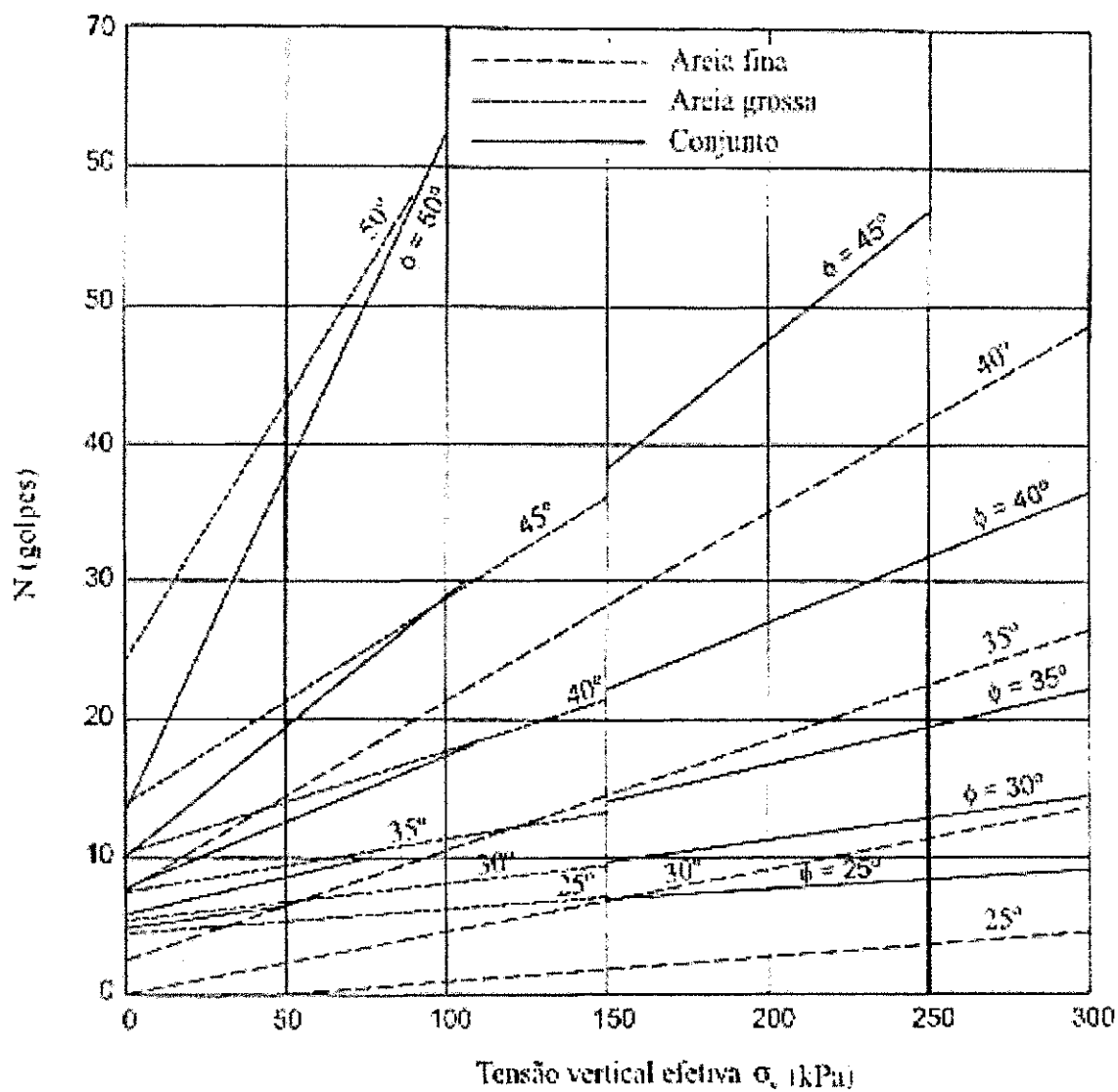


Figura 2.3 – Ângulo de atrito interno, segundo Mello (1971).

Para se determinar o valor de Nq^* , pode-se utilizar a Figura 2.4, que expressa os valores de Nq^* segundo a orientação de vários autores.

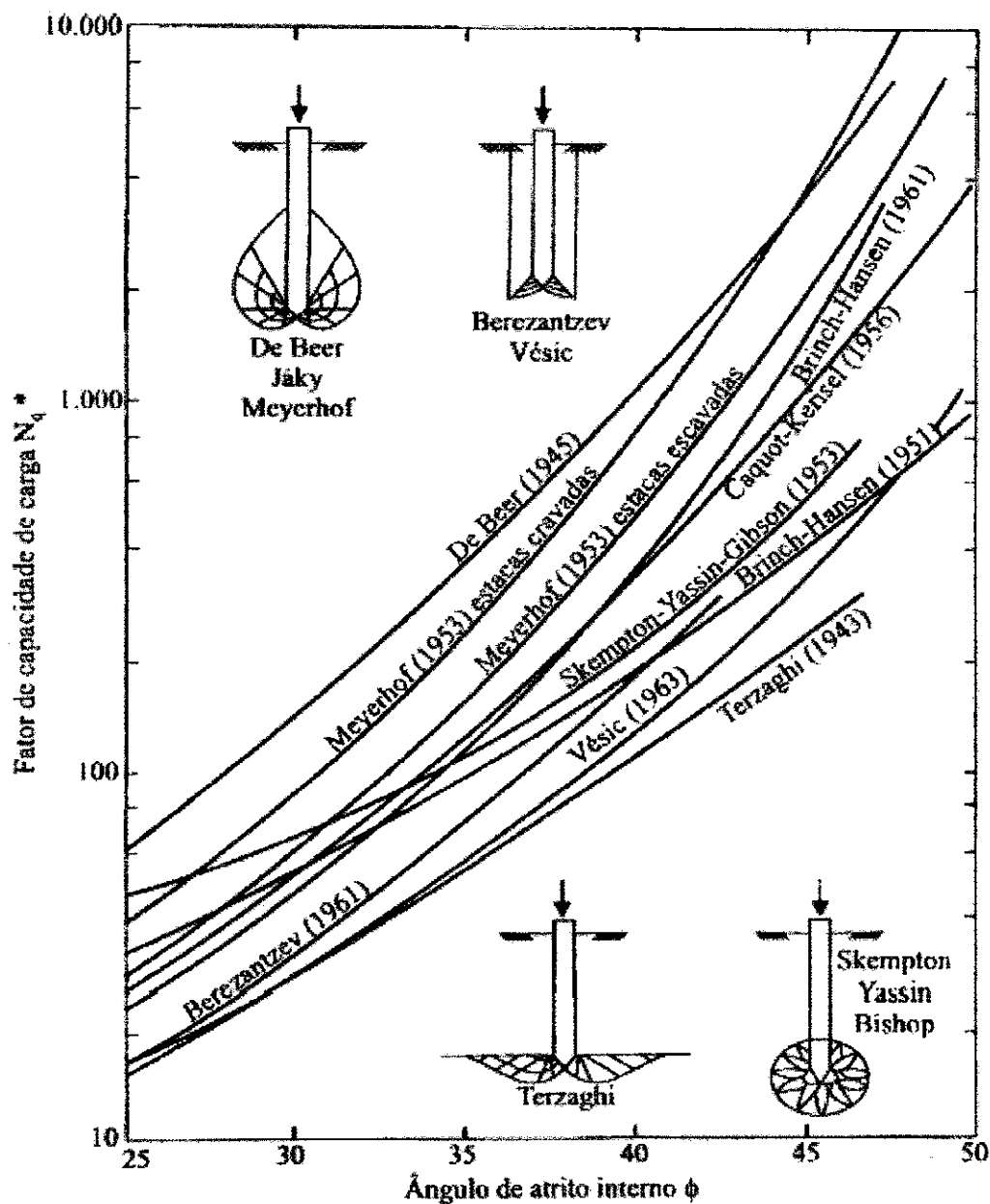


Figura 2.4 – Valores de N_q^* de vários autores, segundo Vésic (1967) *apud* Cintra & Aoki (1999).

Da Figura 2.4 pode-se observar que há grandes diferenças entre os valores obtidos conforme a recomendação de cada autor para os valores de N_q^* . Essas diferenças são apreciáveis e comprometem a utilização das fórmulas teóricas para o cálculo da capacidade de carga de elementos de fundação profundas em areias, segundo Cintra & Aoki (1999).

2.3. Métodos Semi-Empíricos

Segundo Cintra & Aoki (1999), devido ao fato de as fórmulas teóricas não serem, na atualidade, confiáveis para a previsão da capacidade de carga de elementos de fundações profundas, vários autores estudam os métodos baseados em correlações empíricas através de ensaios “*in situ*”, ajustados a partir de provas de carga.

Essa afirmação de Cintra & Aoki (1999) é discutível, visto que as fórmulas teóricas necessitam de parâmetros do solo, que são dependentes da acurácia dos dados obtidos nos ensaios. Esses ensaios de laboratório têm condições de contorno bem definidas e excelentes condições para provimento de parâmetros de projeto confiáveis. Entretanto, eles são pouco utilizados na prática da engenharia.

Por outro lado, os ensaios de campo permitem superar algumas limitações observadas nos métodos teóricos, tais como as perturbações da amostragem provocada pelo transporte e preparação dos corpos de prova. Estas perturbações que interferem diretamente nos resultados são, em partes, amenizadas pelos ensaios “*in situ*”, conforme citado por Farias (1999).

2.3.1. Previsão da Capacidade de Carga por Métodos Semi-Empíricos Através de Dados do SPT

Dentre os vários ensaios “*in situ*”, sem dúvida, o SPT é o ensaio mais utilizado pelos projetistas de fundações na estimativa da capacidade de carga, segundo Guimarães *et al.* (2000) devido ao fato de ser um ensaio simples e de baixo custo, além de já existir grande experiência acumulada sobre o assunto.

Dentre os vários métodos semi-empíricos baseados no SPT, os mais utilizados no Brasil para a previsão da capacidade de carga em estacas são: Décourt & Quaresma (1978) e Aoki & Velloso (1975).

2.3.1.1. Método de Décourt & Quaresma (1978)

Neste método as parcelas de resistência lateral (R_L) e da ponta (R_P) da capacidade de carga (R) são dadas por:

$$R_L = r_L \cdot s_L \quad (2.15)$$

e
$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (2.16)$$

Sendo:

r_L = adesão ou atrito lateral;

s_L = perímetro;

A_P = área de ponta;

r_P = capacidade de carga de ponta da estaca;

A estimativa da adesão (r_L) é feita através da seguinte expressão:

$$r_L = 10 (N_L/3 + 1) \text{ (kPa)} \quad (2.17)$$

Sendo N_L o valor médio do N_{SPT} através do fuste da estaca, sem considerar os valores correspondentes à ponta da estaca e dentro do intervalo compreendido entre $3 \leq N_L \leq 15$.

Para a capacidade de carga na cota de apoio da estaca (R_P), tem-se:

$$R_P = C \cdot N_p \quad (2.18)$$

Sendo:

C = fator que depende do tipo de solo na ponta da estaca (Tabela 2.3);

N_p = Valor médio do N_{SPT} na região da ponta da estaca.

Tabela 2.3 – Fator característico do solo, sugerido por Décourt & Quaresma (1978).

| Tipo de solo | C (kPa) |
|----------------|---------|
| argila | 120 |
| silte argiloso | 200 |
| silte arenoso | 250 |
| areia | 400 |

Para o caso de estacas escavadas, Décourt *et al.* (1998) propõem introduzir os coeficientes α e β na fórmula original, conforme mostrado nas Tabela 2.4 e 2.5. A capacidade de carga é expressa por:

$$R_t = \alpha \cdot R_p + \beta \cdot R_l \quad (2.19)$$

Tabela 2.4 – Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo, segundo Décourt *et al.* (1998)

| Tipo de solo | tipo de estaca | | | | |
|----------------------|-------------------|----------------------|-----------------|-------|-----------------------------|
| | escavada em geral | escavada (bentonita) | hélice contínua | raiz | injetada sob altas pressões |
| argilas | 0,85 | 0,85 | 0,30* | 0,85* | 1,0* |
| solos intermediários | 0,60 | 0,60 | 0,30* | 0,60* | 1,0* |
| areias | 0,50 | 0,50 | 0,30* | 0,50* | 1,0* |

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 2.5 – Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo, sugerido por Décourt *et al.* (1998).

| Tipo de solo | tipo de estaca | | | | |
|----------------------|-------------------|----------------------|-----------------|------|-----------------------------|
| | escavada em geral | escavada (bentonita) | hélice contínua | raiz | injetada sob altas pressões |
| argilas | 0,80* | 0,90* | 1,0* | 1,5* | 3,0* |
| solos intermediários | 0,65* | 0,75* | 1,0* | 1,5* | 3,0* |
| areias | 0,50* | 0,60* | 1,0* | 1,5* | 3,0* |

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Diante das tabelas 2.4 e 2.5, observa-se que não há nenhum valor sugerido para as estacas apiloadas, das quais trata esta dissertação. Contudo, considerando o processo de escavação das estacas apiloadas é de se esperar que o valor de α seja 1. Isto porque, ao abrir o fuste o pilão compacta a base onde a estaca se apoia.

2.3.2. Previsão da Capacidade de Carga por Métodos Semi-Empíricos Através de Dados do CPT

O avanço da informática e da eletrônica, bem como dos equipamentos mecânicos, tem feito com que os materiais utilizados para o ensaio de CPT (Cone Penetration Test) sejam mais apropriados, menores, mais robustos, e mais econômicos, permitindo a incorporação de novas ferramentas, tais como, transdutores de pressões e medidores de poro-pressão que tornam o ensaio mais aperfeiçoado para a obtenção de parâmetros do solo.

Todas essas inovações tecnológicas incorporadas ao CPT fizeram com que o ensaio se tornasse, segundo Giacheti & Queiroz (2000), uma ferramenta consagrada para a descrição contínua do perfil estratigráfico, da definição do nível d'água e do regime hidrológico, assim como para a estimativa de parâmetros mecânicos do solo.

Diversos métodos de previsão têm sido propostos a partir de dados do CPT, visto que o mesmo tem a vantagem da sua maior semelhança com a estaca em relação aos demais ensaios de campo, além da facilidade e rapidez de execução conforme relata Mota *et al.* (2000). Além disso, os dados são obtidos praticamente contínuos, com excelente reprodutibilidade ao longo da profundidade, conforme cita Eslami & Fellenius (1997) *apud* Mota *et al.* (2000).

Atualmente existem vários métodos consagrados que estimam a capacidade de carga em estacas com dados do CPT, tais como: Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982), Philliponnat (1980), dentre outros. Dessa grande variedade de métodos semi-empíricos que utilizam dados do CPT, nesta dissertação serão abordados somente alguns desses métodos.

2.3.2.1. Método de Aoki & Velloso (1975)

No método de Aoki & Velloso (1975) considera-se que a estaca atravessa várias camadas com propriedades de solo diferentes. A capacidade de carga total neste método é formada pelas parcelas de resistência de ponta (R_p) e a resistência lateral (R_L), como demonstrado nas equações seguintes:

$$R_T = R_p + R_L \quad (2.20)$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (2.21)$$

$$R_L = U \sum (r_l \cdot \Delta l) \quad (2.22)$$

$$r_p = q_c / F_1 \quad (2.23)$$

$$r_l = f_c / F_2 \quad (2.24)$$

$$f_c = \alpha \cdot q_c \quad (2.25)$$

Quando possuir somente dados de SPT, sugere-se utilizar as seguintes equações:

$$r_p = KN_p / F_1 \quad (2.26)$$

$$r_L = KN_l / F_2 \quad (2.27)$$

Onde:

r_p = Capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca;

A_p = Área da seção transversal da ponta da estaca;

r_L = Tensão média de adesão ou atrito lateral na camada de espessura Δl ;

U = Perímetro;

K e α = Fatores que dependem do tipo de solo, obtidos conforme Tabela 2.6 ;

N_p = Valor do N_{SPT} na base da fundação;

N_l = Resistência à penetração média na camada Δl ;

F_1 e F_2 = Coeficientes de transformação, obtidos conforme Tabela 2.7;

f_c = Atrito lateral unitário.

Alguns autores têm estudado os coeficientes de transformação para as estacas escavadas, a exemplo de Aoki (1976), Velloso *et al.* (1978), Aoki & Alonso (1992). Porém, nenhum desses coeficientes de transformação foram formulados exclusivamente para as estacas apiloadas.

O método de Aoki & Velloso (1975) foi desenvolvido com dados provenientes de ensaio CPT-mecânico, porém, é bastante ampla a sua utilização com dados de SPT, através de correlações. As correlações são expressas em função de um coeficiente (K). Este coeficiente relaciona a resistência de ponta do cone (q_c) com o número de golpes do SPT (N_{SPT}). A Tabela 2.6 apresenta valores típicos de K para alguns tipos de solos. De forma similar, o atrito lateral do cone (f_s) é relacionado com o N_{SPT} por um coeficiente denominado α . A Tabela 2.6 mostra valores típicos de α .

Tabela 2.6 – Valores sugeridos para os coeficientes K e α (Aoki & Velloso, 1975).

| Tipo de solo | K (MPa) | α (%) |
|----------------------|---------|--------------|
| areia | 1,00 | 1,4 |
| areia siltosa | 0,80 | 2,0 |
| areia silto-argilosa | 0,70 | 2,4 |
| areia argilosa | 0,60 | 3,0 |
| areia argilo-siltosa | 0,50 | 2,8 |
| silte | 0,40 | 3,0 |
| silte arenoso | 0,55 | 2,2 |
| silte areno-argiloso | 0,45 | 2,8 |
| silte argiloso | 0,23 | 3,4 |
| silte argilo-arenoso | 0,25 | 3,0 |
| argila | 0,20 | 6,0 |
| argila arenosa | 0,35 | 2,4 |
| argila areno-siltosa | 0,30 | 2,8 |
| argila siltosa | 0,22 | 4,0 |
| argila silto-arenosa | 0,33 | 3,0 |

A Tabela 2.7 apresenta os valores típicos do coeficiente de transformação F. Estes coeficientes são aplicados para corrigir os valores da capacidade de carga estimados em relação aos valores de capacidade de carga medidos em provas de carga.

Tabela 2.7 – Coeficientes de transformação F_1 e F_2 , sugeridos por Aoki & Velloso (1975).

| Tipo de estaca | F_1 | F_2 |
|----------------|-------|-------|
| Franki | 2,50 | 5,0 |
| Metálica | 1,75 | 3,5 |
| Pré-moldada | 1,75 | 3,5 |

2.3.2.2. Bustamante & Gianeselli (1982)

Este método foi desenvolvido com base nos resultados dos ensaios de CPT, cuja equação básica é a seguinte:

$$Q_u = q_c k_c A_p + f_s A_s \quad (2.28)$$

Onde:

q_c – resistência de ponta média do CPT entre as profundidades de mais ou menos 1,5 diâmetros acima e abaixo do nível da ponta da estaca;

f_s – atrito unitário médio ao longo do fuste, dado por q_c/α ;

k_c e α – parâmetros dependentes do tipo de solo e do tipo de estaca, fornecidos na Tabela 2.10.

2.3.2.3. Philipponnat (1980)

Segundo Décourt *et al.* (1998), este método, baseado nos dados de CPT, é muito difundido no meio técnico devido à tradução do trabalho original feito por Godoy & Azevedo Jr. (1986).

A tensão limite de ponta é dado por:

$$q_c = \frac{q_{c(a)} + q_{c(b)}}{2} \quad (2.29)$$

A resistência ao atrito lateral unitária é dado por:

$$f_s = \frac{\alpha_4}{F_3} q_c \quad (2.30)$$

Onde:

$q_{c(a)}$ e $q_{c(b)}$ – são as resistências de ponta média, 3 diâmetros acima e abaixo da base da estaca, respectivamente;

α_4 e F_3 - são coeficientes cujos valores dependem do tipo de estaca e do solo, respectivamente, conforme apresentadas nas Tabelas 2.8 e 2.9.

Tabela 2.8 – Valores de F_3 sugeridos por Philipponnat (1980) *apud* Farias (1999).

| Tipo de solos | F_3 |
|--|-------|
| argila e argila calcária | 50 |
| silte, argila arenosa e areia argilosa | 60 |
| areia fofa | 100 |
| areia medianamente compacta | 150 |
| areia compacta e pedregulho | 200 |

Tabela 2.9 – Valores de α_4 de acordo Philipponnat (1980) *apud* Farias (1999).

| contato solo-estaca | Tipo de estaca | α_4 |
|---------------------|--|------------|
| concreto | pré-moldada, cravada / cravada por vibração e injetada | 1,25 |
| | escavada ($D < 1,5m$) | 0,85 |
| | barrete e escavada ($D > 1,5m$) | 0,75 |
| aço | seção H | 1,10 |
| | seção I e caixote | 0,60 |
| | escavada c/ revestimento | 0,30 |

Tabela 2.10 – Valores dos coeficientes k_c e α para vários tipos de solos, Bustamante & Ganeselli (1982) *apud* Farias (1999).

| tipo de solo | q_c (kg/cm ²) | Fator de ponta k_c | | coeficiente α | | | |
|--|--------------------------------|----------------------|-------------------|----------------------|----------|----------------|-----|
| | | estaca escavada | estaca cravada | estaca escavada | | estaca cravada | |
| | | | | s/ revs. | c/ revs. | concreto | aço |
| lama e argila mole | < 10 | 0,40 | 0,50 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| argila medianamente rija | 10 – 50 | 0,35 | 0,45 | 40 | 80 | 40 | 80 |
| silte e areia fofos | ≤ 50 | 0,40 | 0,50 | 60 | 150 | 60 | 120 |
| argila e silte | > 50 | 0,45 | 0,55 | 60 | 120 | 60 | 120 |
| rocha calcária mole | ≤ 50 | 0,20 | 0,30 | 100 | 120 | 100 | 120 |
| areia e pedregulho medianamente compactos | 50 – 120 | 0,40 | 0,50 | 100 | 200 | 100 | 200 |
| rocha calcária alterada e fissurada | > 50 | 0,20 | 0,40 | 60 | 80 | 60 | 80 |
| areia e pedregulho compactos à muito compactos | > 120 | 0,30 | 0,40 | 150 | 300 | 150 | 200 |

2.4. O Papel das Provas de Carga

Segundo NBR6122/1996, prova de carga é um ensaio que visa determinar, por meios diretos, as características de deformação e resistência do terreno e ou do elemento estrutural da fundação.

A prova de carga consiste em aplicar cargas conhecidas à estaca e medir os correspondentes recalques no topo da mesma. Godoy (1983) *apud* Cintra & Aoki (1999) comenta que esse recalque é formado por uma parcela do recalque de ponta e também por uma parcela formada pela deformação elástica do fuste, recomendando o termo “deslocamento de topo”.

Polla *et al.* (1988) dizem que os motivos que levam à execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira:

- Para se assegurar que não vai haver ruptura para uma certa carga de trabalho;
- Para se avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Para se determinar a real carga de ruptura, ou seja, uma verificação das estimativas realizadas (aferição do método utilizado);
- Para se determinar o comportamento tensão x deformação de um elemento de fundação, especialmente dentro da faixa da carga de trabalho.

Dentre os motivos citados por Polla *et al.* (1988) pode-se constatar que os dois primeiros retratam o papel da prova de carga em estacas como se fosse um “controle de qualidade”.

Já os dois últimos motivos citados por Polla *et al.* (1988), remetem ao objetivo de se obter dados para avaliação dos parâmetros adotados em projetos, para previsão de recalques ou para projetos de obras semelhantes.

2.5. Solos Colapsíveis

Os primeiros relatos técnicos sobre solos colapsíveis datam da década de 30 e 40, na Rússia, (Abeleff, 1938; Denisov, 1944). Desde então os solos colapsíveis são intensamente estudados em diversos países como Canadá, Espanha, Rússia, África do Sul e Brasil. Em âmbito nacional, as principais contribuições vêm de São Carlos, Recife, Salvador, Brasília, Rio de Janeiro e São Paulo.

Conforme dados de Conciani (1997), expostos na Tabela 2.11, os ditos solos colapsíveis são encontrados em várias partes do mundo, sendo formados pelas mais diversas granulometrias e origens. Na literatura sobre o assunto, a sua ocorrência está ligada a solos coesivos, granulares e até compactados de origens coluviare, eólicas, aluviais e residuais.

Tabela 2.11 – Alguns casos de ocorrência de colapso, Conciani (1997)

| Solo | | região | Referência |
|--------------------------------|--------------------------|--------|------------------------------|
| Textura | Origem | | |
| argila (CL) | Transportado (latossolo) | DF | PAIXÃO & CARVALHO (1994) |
| argiloso (marga) | Compactado * | França | MIEUSSENS et al (1989) |
| argila siltosa | Coluviar e Residual | GO | MORAES et al (1994) |
| argiloso e arenoso | (latossolo) | RS | DIAS (1994) |
| argila | | RJ | CAMPOS & VARGAS (1991) |
| silte arenoso | | EUA | HOUSTON & EL – EHWANY (1991) |
| silte argiloso | Aluvião | EUA | DAY (1990) |
| silte arenoso | Compactado * | Egito | EL – SOHBY & RABAA (1991) |
| areia argilosa | Sedimentar (aluvionar?) | SP | CARNEIRO (1994) |
| areia argilosa e areia siltosa | Aluvionar | BA | MENDONÇA et al (1994) |
| areia argilosa | | DF | MARIZ & CASANOVA (1994) |
| areia fina-argilosa | Coluvionar | SP | FERREIRA et al (1990) |
| areia siltosa | Compactado* | Canadá | TADEPALLI & FREDLUND (1991) |

| | | | |
|---------------------------------|------------|---------------|----------------------------|
| arenoso (SM) | eólico | Ne - Br | RIANI & BARBOSA (1989) |
| arenoso/argiloso | Compactado | Inglaterra | CHARLES (1993) |
| areia siltosa (com pedregulhos) | Eólica (?) | PE | FERREIRA & TEIXEIRA (1989) |
| areia siltosa | Coluvionar | África do Sul | JENNINGS & KINGHT (1957) |
| Loess -argiloso (loam) | Eólico | Rússia | GRYGORIAM (1989) |
| - | Saprolitos | BA | PRESA et al (1991) |

No Brasil, segundo Ferreira (1995), os solos aluviais, coluviais e residuais são os de maior frequência de ocorrência de colapso.

Os solos colapsíveis são definidos, segundo Clemence & Finbarr (1981) *apud* Futai (1997), como solos não saturados, de estrutura metaestável, que experimentam rearranjo das partículas com elevada diminuição de volume ao serem inundados, estando sob carregamento externo.

2.5.1. Formação dos Solos Colapsíveis

Conforme descrito anteriormente, os solos colapsíveis podem ser, quanto à origem, transportados (eólicos, aluviais ou colúviais) ou residuais.

Os solos eólicos, transportados pela ação do vento, são geralmente granulares ou ligeiramente coesivos, possuindo em grande parte estruturas porosas. (Conciani, 1997). Esses solos são geralmente encontrados em regiões de clima áridos e semi-áridos, onde o lençol freático é baixo.

Os solos aluviais, transportados pelas forças das águas, são de diversas texturas e granulometrias, sendo que as suas dimensões variam num intervalo mais fechado que os solos coluviais. Para o estudo do colapso, interessam aqueles depósitos com matriz granular contendo pequena quantidade de argila ou aqueles que sofreram evolução pedogenética.

Vargas (1985; 1993) *apud* Conciani (1997), ressaltam que após a formação do solo, os processos de intemperização continuam a atuar. Com isso, esses solos sofrem uma evolução pedogenética.

Os solos residuais são solos provindos da ação do intemperismo e que permanecem em seu local de origem. Segundo Conciani (1997), dependendo da maneira como o intemperismo atua na formação do solo, podem surgir solos com estruturas altamente porosas, e com condições de estabilidade precárias.

Dentre os solos residuais, é de particular interesse os solos chamados de tropicais. Estes solos apresentam certas peculiaridades devido à atuação no mesmo de processos geológicos e pedológicos, típicos de regiões tropicais úmidas. (Nogami & Villibor, 1995).

2.5.2. Estrutura dos Solos Colapsíveis

Segundo Conciani (1997) é muito importante o estudo da estrutura (arranjo estrutural) dos solos colapsíveis. Futai (1997) diz que através desse estudo pode-se compreender o porquê da resistência temporária destes solos.

Conciani (1997) comenta que os modelos propostos para representar a estrutura dos solos colapsíveis, em geral, têm a mesma base, sendo formados por grãos de maiores massas em condição meta-estável. O que muda nesses modelos é somente o agente de fixação desses grãos.

Dudley (1970) e Clemence & Finbarr (1981) apresentam alguns aspectos das estruturas de fixação dos grãos dos solos colapsíveis, os quais são apresentadas na Figura 2.5.

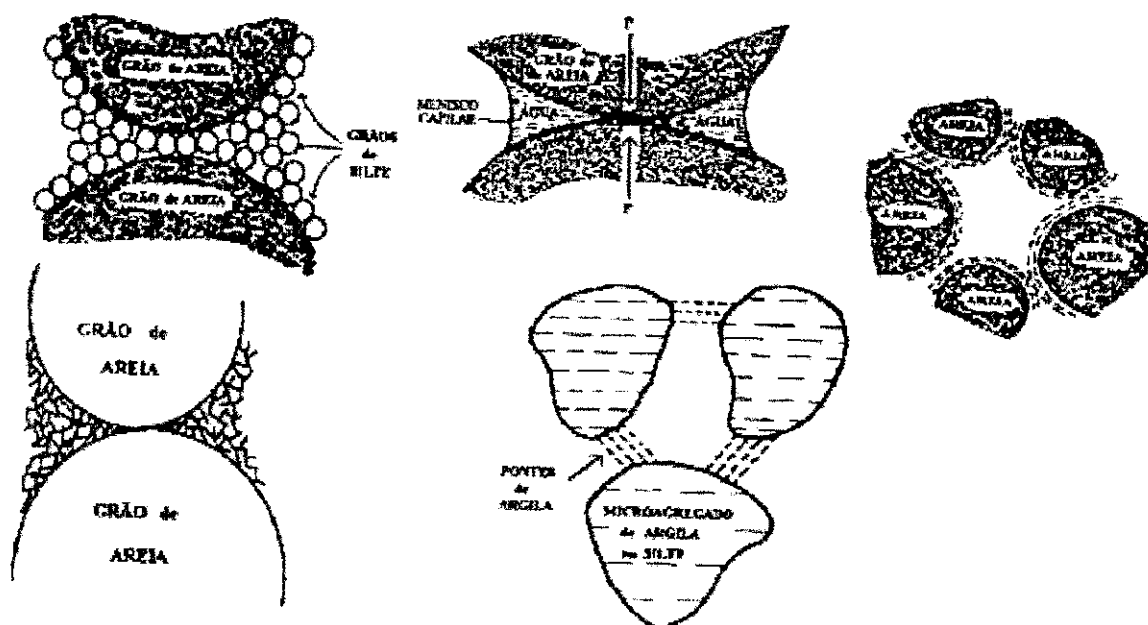


Figura 2.5 – Estruturas mais comuns em solos colapsíveis, segundo Dudley (1970).

2.5.3. Mecanismo de Colapso

Sabe-se que o colapso é a repentina diminuição de volume que os solos sofrem quando aumenta-se o teor de umidade (diminuindo a sucção) sob a ação de uma carga externa.

Esse aumento no teor de água no solo, segundo Mendonça (1993) *apud* Futai (1997), pode separar os elementos de ligação dos grãos, o que diminui a sua resistência, ou aliviar as tensões efetivas, diminuindo a concentração iônica, ocasionando uma menor tensão capilar e, conseqüentemente, diminuindo a coesão do solo.

2.6 Fundações Profundas em Solos Colapsíveis

As mudanças nas condições de umidade em solos colapsíveis podem acarretar um comportamento das fundações, quanto à capacidade de carga e do nível de recalques, completamente diferente dos valores estimados pelos métodos semi-empíricos.

A diminuição da capacidade de carga e o aumento dos recalques em solos colapsíveis, são observados tanto nas fundações diretas quanto nas fundações em estacas.

No caso das fundações em estacas, é grande o número de pesquisas sobre a influência do colapso nos resultados de provas de carga, sendo no Brasil uma das regiões mais estudadas, e com solos comprovadamente colapsíveis. O interior do estado de São Paulo com seus sedimentos cenozóicos, se apresenta com acentuado destaque.

Entre os vários tipos de fundações, as fundações diretas, quando inteiramente assentes em camadas colapsíveis, são as que mais sofrem com os elevados níveis de recalques observados nestes solos.

De maneira geral, tem-se a idéia de que as estacas são as estruturas mais apropriadas para os solos colapsíveis, porém, isso não passa de um equívoco, o que seria julgar que as fundações profundas seriam imunes à colapsibilidade do solo.

É de conhecimento geral também que os diferentes métodos executivos das estacas conferem reduções diferentes na capacidade de carga devido ao colapso. Por exemplo, as estacas de deslocamento provocam uma compactação do solo ao redor do fuste e sob a ponta, minimizando as conseqüências nefastas do colapso.

Já as estacas tipo broca, segundo Cintra (1998), são as mais afetadas pelo processo de colapso, apesar de que talvez essa grande redução da capacidade de carga alcançada nas estacas tipo broca (50%) seja devida ao fato de que a grande maioria delas estejam em situação de estacas curtas flutuantes. No caso de estruturas totalmente contidas na camada de solo colapsível (flutuantes) são alcançadas as maiores reduções de capacidade de carga e aumento dos recalques.

do estado de São Paulo. Portanto, as estacas apiloadas não devem ser simplesmente tratadas como uma estaca de deslocamento, mais sim, como uma estaca mista.

2.6.2. Influência do Colapso nos Resultados de Provas de Carga Sobre Estacas

De maneira geral, as provas de carga sobre estacas executadas em depósitos de solos colapsíveis apresentam valores de carga de ruptura diferentes, quando se alteram as condições de umidade (saturação) do solo de fundação.

Essa diminuição na capacidade de carga das estacas em solos não saturados, segundo Gusmão Filho (1994), é devida ao movimento relativo solo-estaca, que é ocasionado pela mudança na resistência lateral das estacas. Esta variação na resistência lateral se deve à redução da sucção pelo aumento da umidade que quebra as ligações cimentícias do solo.

Teixeira (1993) *apud* Cintra (1998) também conclui que praticamente toda a redução na capacidade de carga das estacas é devida a diminuição de 50% do atrito lateral e que praticamente a resistência de ponta não se altera. Da Figura 2.6 são observados estas constatações.

Fucale & Ferreira (2000), por exemplo, determinaram reduções no valor da carga de ruptura entre 13% e 74%, devido ao inundamento em provas de carga sobre estacas.

Carneiro *et al.* (1994) observaram variações na carga última de estacas apiloadas em função da saturação do solo de fundação em provas de carga à compressão. A redução ocorrida foi da ordem de 20% da carga última para solos previamente inundados, em comparação com provas de carga na umidade natural. Entende-se por prova de carga na umidade natural a prova de carga realizada com o solo de fundação em um estado de umidade em que se encontrava no momento do ensaio, sem nenhuma adição prévia de água.

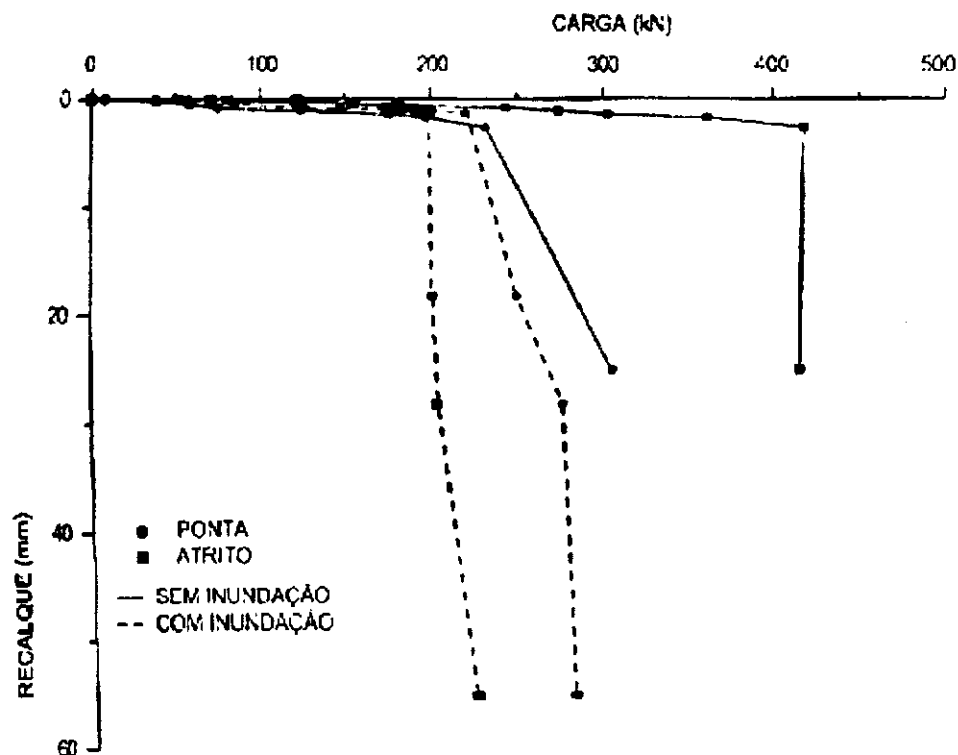


Figura 2.6 – Cargas de ponta e de atrito lateral com e sem inundação do solo. Adaptada de Teixeira (1993) *apud* Cintra(1998).

Carvalho & Albuquerque (1994) observaram que nas provas de carga à tração em estacas escavadas à trado na região de ilha solteira, em condição saturada, o solo apresentou uma capacidade de carga 50% menor que para as estacas ensaiadas com umidade natural.

Lobo *et al.* (1991), *apud* Cintra (1998), através de um estudo de 20 provas de carga em estacas realizadas em Bauru, estado de São Paulo, concluíram que as estacas escavadas apresentam maior susceptibilidade ao colapso, com reduções da ordem de 40% no valor da capacidade de carga, enquanto as estacas apiloadas tiveram uma redução média de 30%. Segundo Cintra (1998), essas conclusões devem ser utilizadas com cautela, visto que as provas de carga foram encerradas precocemente e nem mesmo permitiram extrapolações de seus resultados.

2.3.2.2. Bustamante & Gianeselli (1982)

Este método foi desenvolvido com base nos resultados dos ensaios de CPT, cuja equação básica é a seguinte:

$$Q_u = q_c k_c A_p + f_s A_s \quad (2.28)$$

Onde:

q_c – resistência de ponta média do CPT entre as profundidades de mais ou menos 1,5 diâmetros acima e abaixo do nível da ponta da estaca;

f_s – atrito unitário médio ao longo do fuste, dado por q_c/α ;

k_c e α – parâmetros dependentes do tipo de solo e do tipo de estaca, fornecidos na Tabela 2.10.

2.3.2.3. Philipponnat (1980)

Segundo Décourt *et al.* (1998), este método, baseado nos dados de CPT, é muito difundido no meio técnico devido à tradução do trabalho original feito por Godoy & Azevedo Jr. (1986).

A tensão limite de ponta é dado por:

$$q_c = \frac{q_{c(a)} + q_{c(b)}}{2} \quad (2.29)$$

A resistência ao atrito lateral unitária é dado por:

$$f_s = \frac{\alpha_4}{F_3} q_c \quad (2.30)$$

Onde:

$q_{c(a)}$ e $q_{c(b)}$ – são as resistências de ponta média, 3 diâmetros acima e abaixo da base da estaca, respectivamente;

α_4 e F_3 - são coeficientes cujos valores dependem do tipo de estaca e do solo, respectivamente, conforme apresentadas nas Tabelas 2.8 e 2.9.

Tabela 2.8 – Valores de F_3 sugeridos por Philipponnat (1980) *apud* Farias (1999).

| Tipo de solos | F_3 |
|--|-------|
| argila e argila cálcária | 50 |
| silte, argila arenosa e areia argilosa | 60 |
| areia fofa | 100 |
| areia medianamente compacta | 150 |
| areia compacta e pedregulho | 200 |

Tabela 2.9 – Valores de α_4 de acordo Philipponnat (1980) *apud* Farias (1999).

| contato solo-estaca | Tipo de estaca | α_4 |
|---------------------|--|------------|
| concreto | pré-moldada, cravada / cravada por vibração e injetada | 1,25 |
| | escavada ($D < 1,5m$) | 0,85 |
| | barrete e escavada ($D > 1,5m$) | 0,75 |
| aço | seção H | 1,10 |
| | seção I e caixote | 0,60 |
| | escavada c/ revestimento | 0,30 |

Tabela 2.10 – Valores dos coeficientes k_c e α para vários tipos de solos, Bustamante & Gianeselli (1982) *apud* Farias (1999).

| tipo de solo | q_c (kg/cm ²) | Fator de ponta k_c | | coeficiente α | | | |
|--|--------------------------------|----------------------|-------------------|----------------------|-----------|----------------|-----|
| | | estaca escavada | estaca cravada | estaca escavada | | estaca cravada | |
| | | | | s/ reves. | c/ reves. | concreto | aço |
| lama e argila mole | < 10 | 0,40 | 0,50 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| argila medianamente rija | 10 – 50 | 0,35 | 0,45 | 40 | 80 | 40 | 80 |
| silte e areia fofos | ≤ 50 | 0,40 | 0,50 | 60 | 150 | 60 | 120 |
| argila e silte | > 50 | 0,45 | 0,55 | 60 | 120 | 60 | 120 |
| rocha calcária mole | ≤ 50 | 0,20 | 0,30 | 100 | 120 | 100 | 120 |
| areia e pedregulho medianamente compactos | 50 – 120 | 0,40 | 0,50 | 100 | 200 | 100 | 200 |
| rocha calcária alterada e fissurada | > 50 | 0,20 | 0,40 | 60 | 80 | 60 | 80 |
| areia e pedregulho compactos à muito compactos | > 120 | 0,30 | 0,40 | 150 | 300 | 150 | 200 |

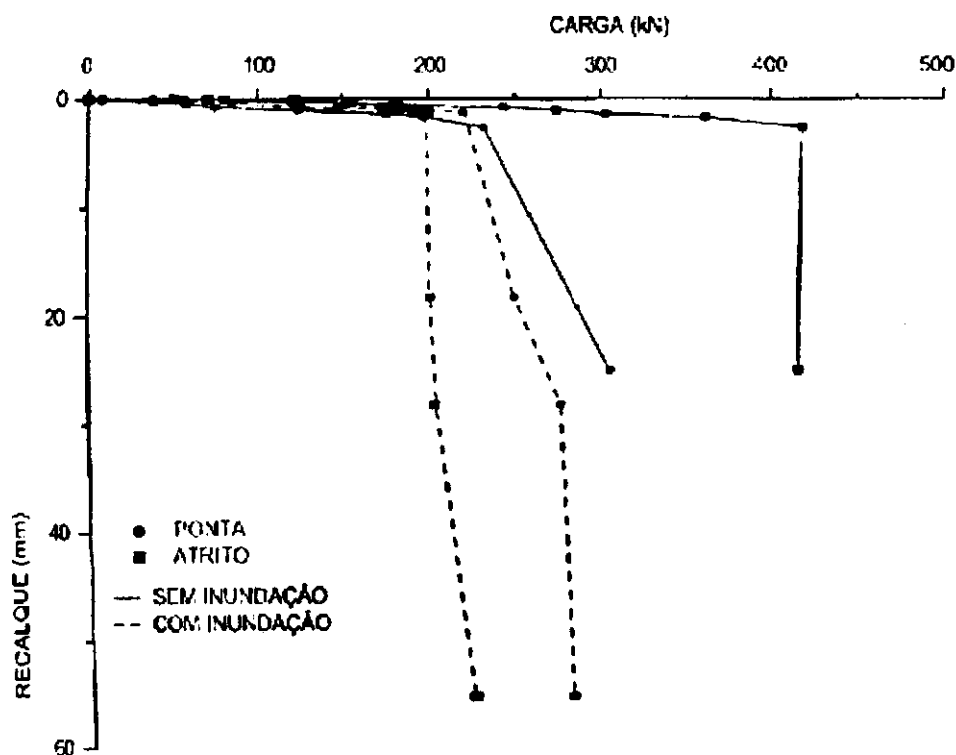


Figura 2.6 – Cargas de ponta e de atrito lateral com e sem inundação do solo. Adaptada de Teixeira (1993) *apud* Cintra(1998).

Carvalho & Albuquerque (1994) observaram que nas provas de carga à tração em estacas escavadas à trado na região de ilha solteira, em condição saturada, o solo apresentou uma capacidade de carga 50% menor que para as estacas ensaiadas com umidade natural.

Lobo *et al.* (1991), *apud* Cintra (1998), através de um estudo de 20 provas de carga em estacas realizadas em Bauru, estado de São Paulo, concluíram que as estacas escavadas apresentam maior susceptibilidade ao colapso, com reduções da ordem de 40% no valor da capacidade de carga, enquanto as estacas apiloadas tiveram uma redução média de 30%. Segundo Cintra (1998), essas conclusões devem ser utilizadas com cautela, visto que as provas de carga foram encerradas precocemente e nem mesmo permitiram extrapolações de seus resultados.

CAPITULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho emprega dados obtidos em investigações geotécnicas realizadas para o projeto de uma usina termoelétrica. Os ensaios realizados foram coordenados e executados pela Geosolo Engenharia e Planejamento Ltda. Desta forma, algumas informações que são importantes para a pesquisa estão ausentes, pois os dados foram obtidos de relatórios comerciais.

3.1. Caracterização do local da pesquisa

A pesquisa foi realizada no município de Pederneiras, que fica na região central do estado de São Paulo. O município é cortado pelo paralelo 22°21'06" de latitude Sul e meridiano 48°46'30" de longitude Oeste. O município tem uma altitude média de 475m, e está distante 337km da capital, 28km de Jaú e 30km de Bauru, conforme mostrado na Figura 3.1. O clima da região é quente, com inverno seco, e a temperatura média anual gira em torno de 21°C a 25°C.

A campanha de ensaios geotécnicos foi realizada em um terreno localizado na área rural do referido município, no Km 139 da rodovia SP261, próximo à rodovia municipal PDN – 128, às margens do rio Tietê (ver Figura 3.1).



Figura 3.1 – Localização da cidade de Pederneiras, SP.

O perfil geológico característico dessa região, segundo Lobo *et al.* (1991), é formado por uma camada de solo não saturado, de alta porosidade, provocada por lixiviação dos finos das camadas superiores para as camadas mais profundas, devido ao clima. A camada superficial, segundo Ferreira *et al.* (1998), é formada por areias de gralunometria diversificada, pouco coesivas e mal selecionadas.

Da Figura 3.2 observa-se que o solo desta região está compreendido entre o grupo Bauru formação Marília, e o grupo São Bento da formação Serra Geral, tendo uma textura entre arenosa e argilosa, predominando a arenosa.

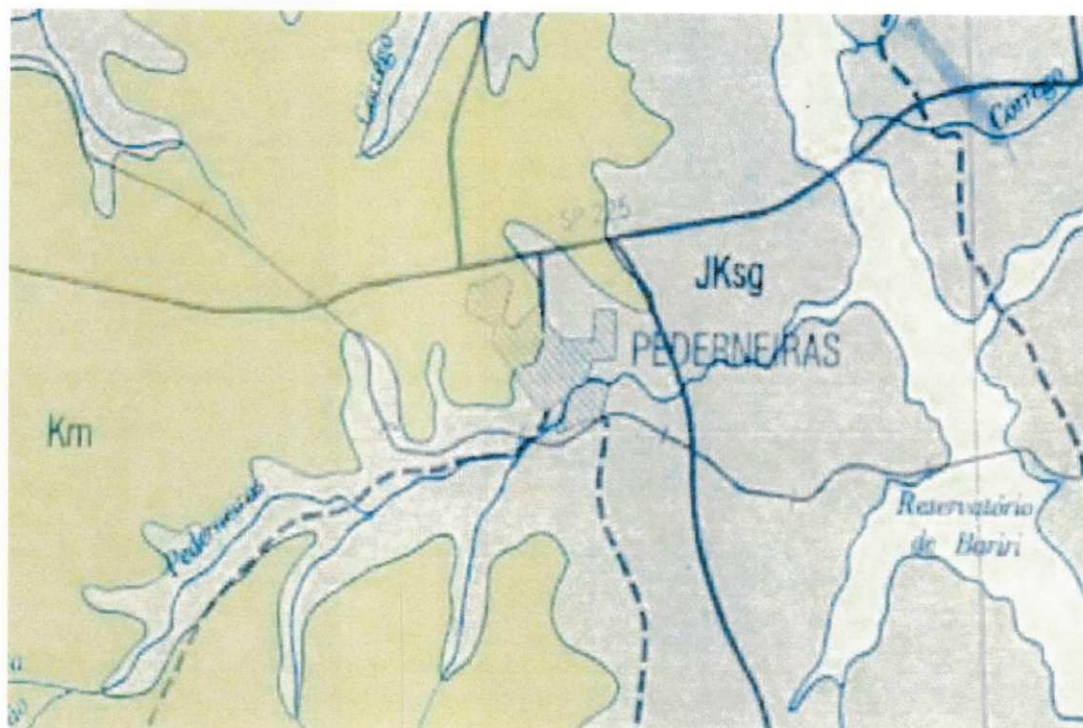


Figura 3.2 – Descrição Geológica de parte do Município de Pederneiras.

Onde:

Km – Grupo Bauru formação Marília;

JKsg – Grupo São Bento formação Serra Geral.

Uma linha de seixos separa os sedimentos inconsolidados e o solo residual de basalto a uma profundidade média de 4m. Devido às condições climáticas, estes sedimentos inconsolidados das camadas superiores se encontram em graus avançados de laterização, com altas concentrações de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. A classificação dessa primeira camada, no sistema MCT, de Nogami & Villibor (1995), é LG', ou seja, solo laterizado argiloso com característica de baixa expansão e contração alta à moderada.

Convém ressaltar que alguns estudos como os de Lobo *et al.* (1991), Ferreira *et al.* (1998) e Carvalho *et al.* (1999), analisaram algumas das características do solo desta região, o que contribui para que se possa comparar os resultados obtidos por esses autores.

3.2. Perfil de Solo

Observa-se da Figura 3.3 que foram realizados um total 30 furos de sondagens de SPT em toda a área de construção, tendo os furos do SPT denominação de SP01 a SP30. Convém ressaltar que mais 2 furos de sondagens SPT foram realizados próximos aos furos SP05 e SP04. Os furos do ensaio de cone receberam denominação de CPT01 à CPT10. A profundidade média dos furos é de cerca de 21m. A cota do lençol freático está em torno de 13m.

As sondagens de simples reconhecimento que foram executadas nas áreas em estudo acusam a existência de uma camada superficial com predominância de areia fina argilosa, fofa e pouco compacta, de cor vermelha, com espessura máxima de 8,10m. A segunda camada é formada de areia fina a muito fina, argilosa, com fragmentos de quartzo, com espessura máxima de 1,85m. A terceira camada é composta de silte argiloso, médio de cores variegadas. A quarta e última camada é formada de areia fina a muito fina, siltosa ou argilosa, de cores cinza esverdeado, cinza, ou vermelho. Na maioria das vezes este solo apresenta-se com elevados valores de resistência à penetração N_{SPT} .

Os valores da resistência à penetração, de maneira geral, tendem a ser crescentes com a profundidade, apesar de apresentar grande variabilidade.

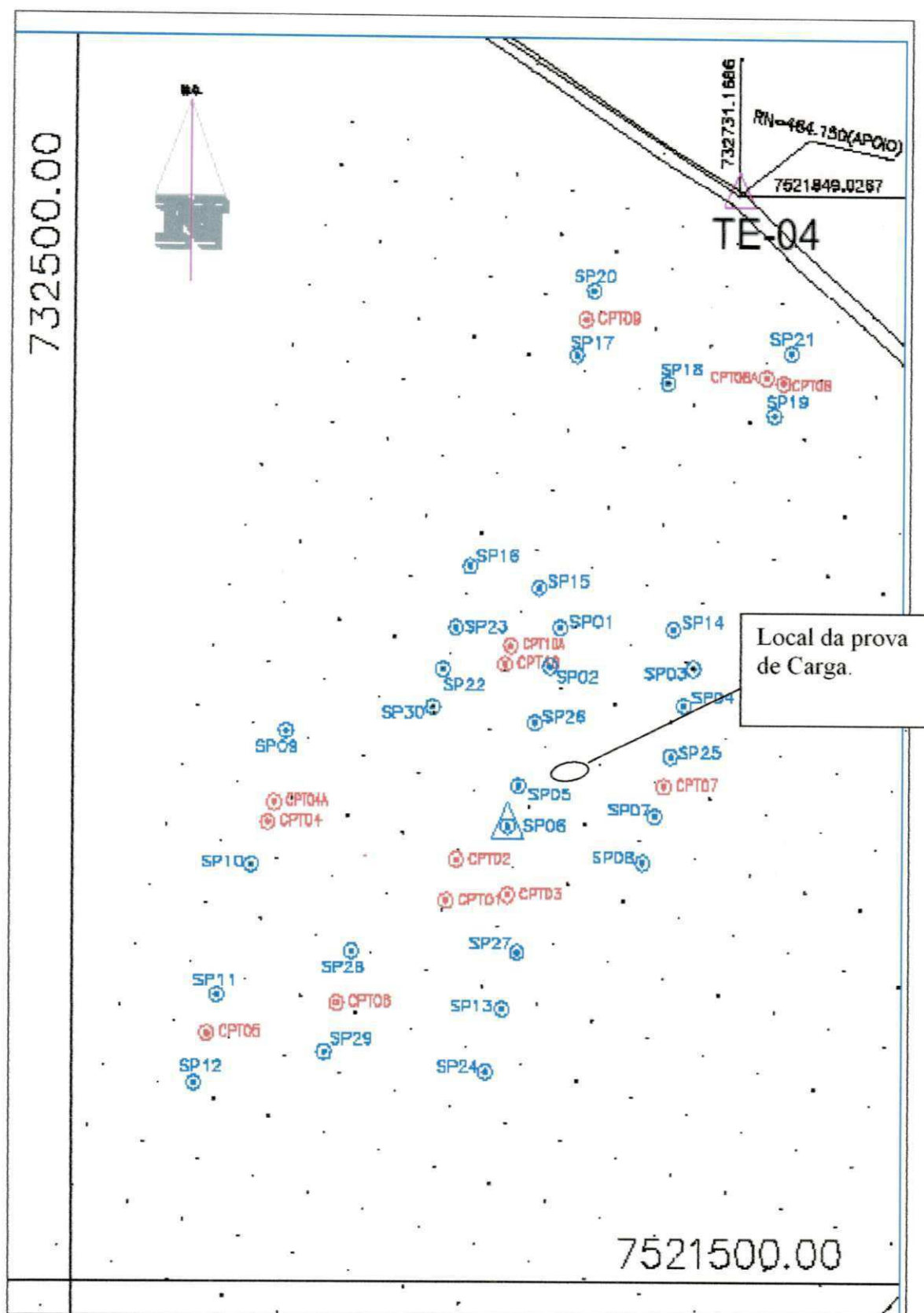


Figura 3.3 – Localização dos furos de CPT e SPT.

A partir de um referenciamento das cotas dos furos de sondagem, observou-se que o lençol freático é aproximadamente horizontal nas cotas mais elevadas. Entretanto, nas cotas mais baixas, a profundidade do lençol diminui, sendo a variação sempre menor que 1m.

Observa-se também que, pelo perfil estudado, a linha de seixos está acompanhando a inclinação do terreno, situando-se a uma profundidade média de 4m.

O perfil do terreno, de maneira geral, é plano principalmente no alinhamento Norte - Sul. O alinhamento Leste - Oeste tem uma inclinação de cerca de 3%, com caimento no sentido de Oeste para Leste.

A Figura 3.4 mostra um perfil típico de sondagem do local das provas de carga em estacas, sendo o Furo SP05 analisado o mais próximo da área em que ocorreram as provas de cargas.

Conforme se observa na Figura 3.4, as três primeiras camadas na classificação tátil-visual são formadas por areia argilosa ou pouco argilosa com diferenciação somente na compactidade das mesmas. Para facilitar a análise dessas camadas pode-se unificá-las e estudá-las como se fossem uma única, com cerca de 5m de espessura.

A outra camada incluída na análise é classificada tátil-visualmente como silto argilosa, tendo a sua ocorrência entre os 5m e 12m de profundidade. Na verdade, esta camada avança até os 17m de profundidade, porém, optou-se por analisar apenas os primeiros 12m, devido ao embutimento de apenas 8,1m das estacas estudadas. Acredita-se que nesta profundidade não haja mais influência significativa do bulbo de tensões.

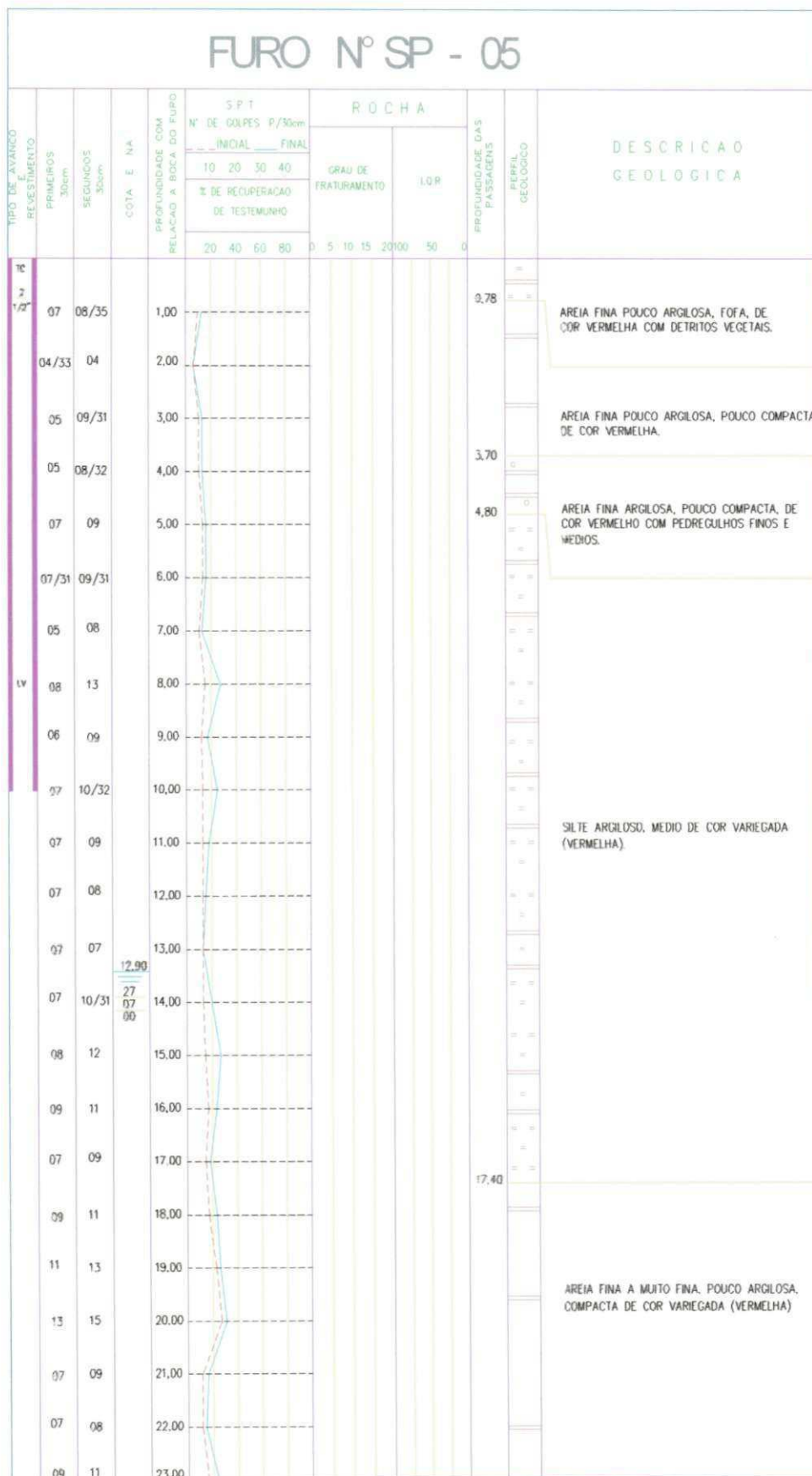


Figura 3.4 – Perfil de sondagem SP05.

3.3. Caracterização do Solo

Para a determinação das propriedades físicas e caracterização do local dos ensaios, foram coletadas amostras indeformadas, tipo blocos, com dimensões de 25 cm de aresta, retiradas a cada 0,50m de profundidade até cerca de 12m, seguindo as recomendações da NBR 9604/1986. A profundidade atingida durante a coleta de amostras indeformadas foi considerada satisfatória, pois as estacas estudadas tiveram o seu comprimento de fuste completamente embutido dentro da zona de profundidades analisadas.

Pode-se observar a variação dos principais índices físicos do solo com a profundidade através da Tabela 3.1 e da Figura 3.5, que procura sintetizar todos os dados de caracterização.

Tabela 3.1 – Variação dos índices físicos com a profundidade.

| Profundidade | e | n | γ_s (kN/m ³) | S_r (%) | W_p | W_l | W (%) | γ_d (kN/m ³) |
|--------------|-------|-------|------------------------------------|-----------|-------|-------|-------|------------------------------------|
| 1,0 | 1,161 | 53,73 | 27,73 | 40,27 | 26,50 | 35,00 | 16,20 | 13,08 |
| 2,0 | 1,078 | 51,88 | 27,73 | 43,77 | 20,90 | 31,40 | 16,70 | 13,36 |
| 3,0 | 0,946 | 48,61 | 27,73 | 55,98 | 18,60 | 38,00 | 18,60 | 14,37 |
| 4,0 | 0,539 | 35,02 | 27,54 | ND | 19,40 | 34,60 | 19,60 | 18,24 |
| 5,0 | 0,976 | 49,39 | 27,70 | 69,69 | 25,90 | 40,00 | 23,60 | 14,29 |
| 6,0 | 1,301 | 56,54 | 28,09 | 69,75 | 25,80 | 45,60 | 31,10 | 12,44 |
| 7,0 | 1,081 | 51,95 | 28,61 | 95,84 | ND | ND | 34,90 | 14,01 |
| 8,0 | 1,109 | 52,58 | 29,83 | 91,31 | 23,00 | 53,20 | 32,70 | 14,42 |
| 9,0 | 1,391 | 58,18 | 29,07 | 73,19 | 35,50 | 52,80 | 33,70 | 12,39 |
| 10,0 | ND | ND | 29,01 | ND | 9,00 | 41,80 | 44,70 | 15,90 |
| Média | 1,065 | 50,88 | 28,30 | 67,48 | 22,73 | 41,38 | 27,18 | 14,25 |

Onde:

e – índice de vazios;

n – Porosidade;

ND – Dados não disponíveis;

γ_s – Peso específico das partículas sólidas;

S_r – Grau de saturação;

W – Teor de umidade;

W_l – Limite de liquidez;

W_p – Limite de plasticidade.

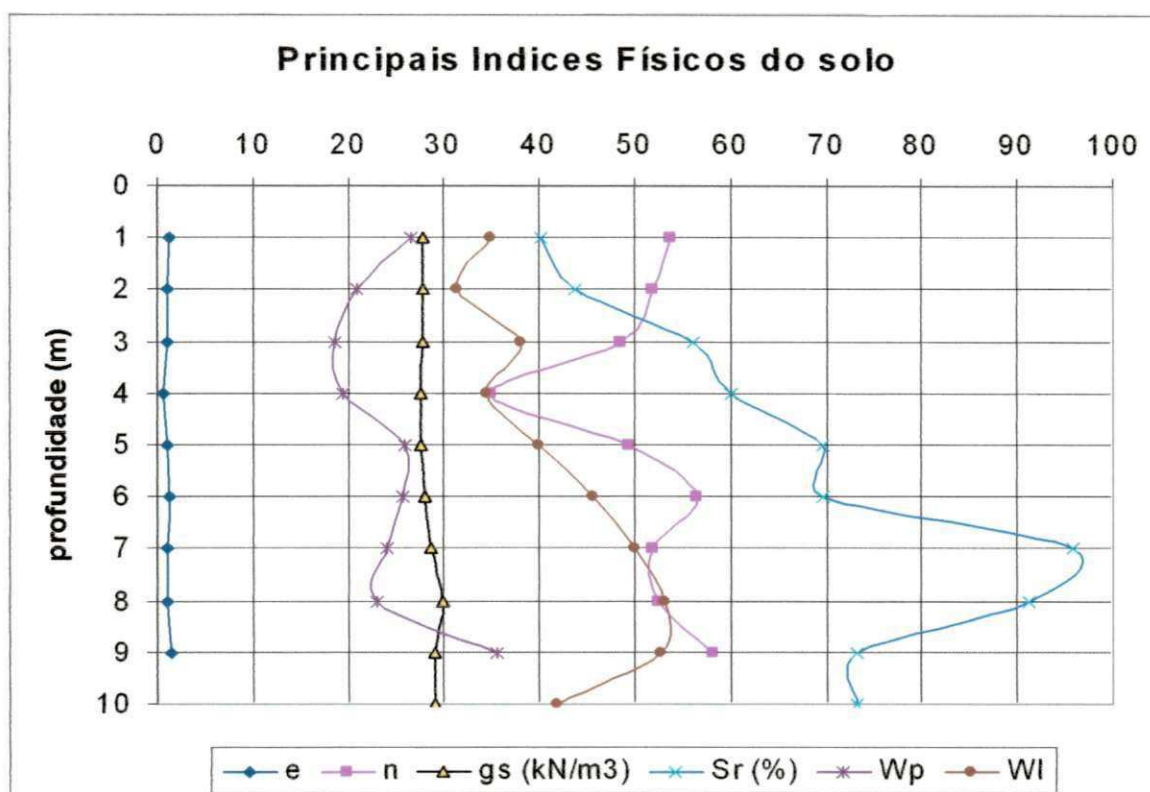


Figura 3.5 – Variação dos principais índices físicos do solo.

Como visto anteriormente no perfil de sondagem SP05, o solo estudado é formado preponderadamente por duas camadas distintas: areia argilosa e silte argiloso. Com base no perfil SP05 e na Tabela 3.1, pode-se descrever as duas camadas analisadas conforme os itens a seguir.

a) Camada I de areia – argilosa (0 – 5m).

Nesta camada, observa-se que o teor de umidade não é constante, e com um valor médio de 18,94% o grau de saturação apresenta uma tendência de crescimento com a profundidade até os 5m. O valor do grau de saturação é de 40%, próximo à superfície, e cerca de 70% aos 5m de profundidade.

Convém observar que, segundo Ferreira *et al.* (1989), um dos indicativos de possibilidade de colapso são os valores de grau de saturação abaixo de 60%. Segundo Cintra (1998), há dois valores críticos de grau de saturação: o limite inferior, a partir do qual existe a instabilidade da estrutura do solo; e o limite superior, a partir do qual o recalque de colapso deixa de aumentar, que é da ordem de 70% a 80%.

Dessas constatações, observa-se que a análise quanto aos problemas ocasionados pelo colapso nestas camadas sofreram interferências devidas às chuvas ocorridas nos períodos de coletas de amostras. Logo, todo o potencial de colapso previamente conhecido não terá a mesma influência ou magnitude esperados nos resultados de provas de carga.

Para a camada analisada, observa-se que o peso específico seco até os 5m de profundidade (excetuando o valor aos 4m de profundidade), apresenta pouca variação nos valores, que se situam em torno da média de $13,78\text{kN/m}^3$.

Observa-se também que o valor do peso específico seco na profundidade de 4m apresenta-se fora da tendência observada, o que pode ser um indicativo de tratar-se da linha de seixos encontrada nas sondagens de reconhecimento.

Quanto ao estado da consistência, observa-se que esta camada apresenta-se num estado semi-sólido, podendo a umidade natural, em alguns pontos da profundidade, apresentar-se no mesmo valor do limite de plasticidade do solo, que nesta faixa situa-se em torno de 22,26%.

O índice de vazios médio observado nesta camada é de 0,940, com uma porosidade média de 47,73%.

Observando-se a Figura 3.6 pode-se ver que nos primeiros 5m de profundidade o solo é nitidamente formado por argila e areia fina, com uma pequena predominância da fração argilosa, o que revela uma inversão com a classificação táctil visual obtida no perfil de

sondagem SP05. Observa-se também pela Figura 3.6 que há uma pequena descontinuidade na mesma devido a dados não disponíveis.

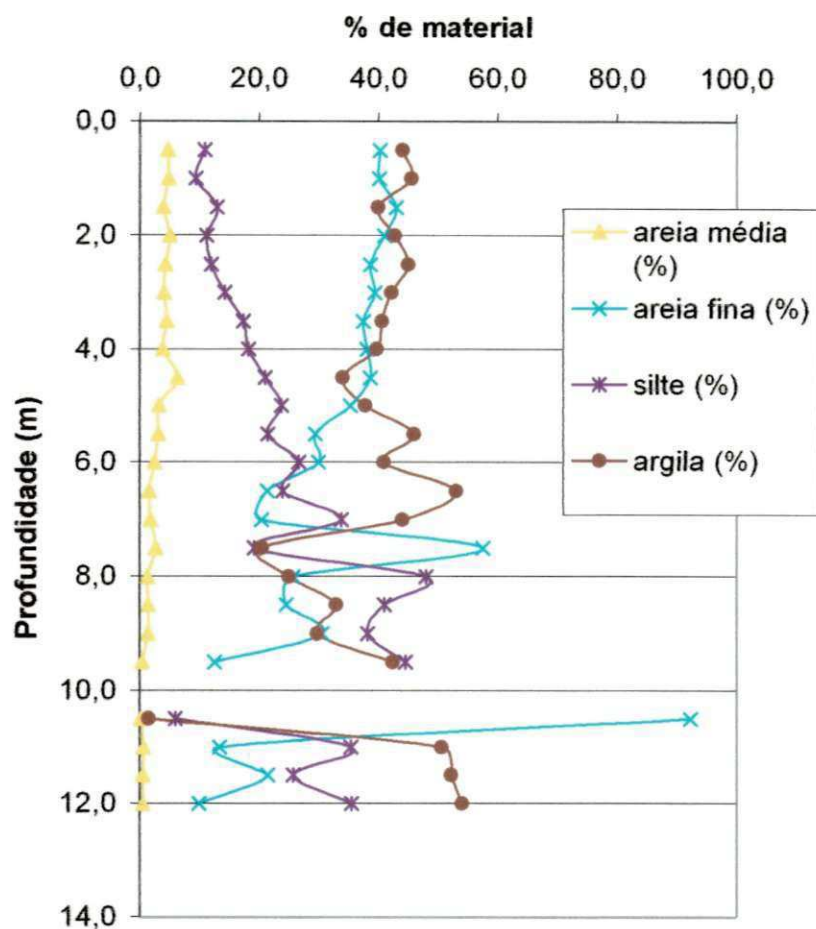


Figura 3.6 – Composição granulométrica ao longo da profundidade.

Quanto à classificação através do sistema unificado de classificação dos solos (SUCS), revela-se que predomina nesta faixa de profundidade o material descrito como argila arenosa, marron avermelhada, conforme Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Classificação do solo da camada I (SUCS).

| Profundidade (m) | Descrição | Sigla |
|------------------|--|-------|
| 0,0 – 4,0 | Argila arenosa marrom avermelhada | SP-CL |
| 4,0 – 5,0 | Areia fina argilo-siltosa marrom avermelhada | ML |

b) Camada II silte argilosa (5-10m).

Para a camada silto-argilosa, observa-se que o teor de umidade médio obtido foi de 33,45% com os valores de umidade variando de 23% a 48% com graus de saturação superiores a 70%.

Esses valores elevados tanto do teor de umidade quanto do grau de saturação, se devem provavelmente às chuvas que ocorreram na região no período de realização dos ensaios. Logo, com esses valores de grau de saturação, não tem sentido, nesta faixa de profundidade, preocupar-se com os efeitos do colapso, visto que para graus de saturação maiores que 70% a 80% o colapso deixa de aumentar, conforme constatado por Ferreira *et al.* (1989).

Portanto, toda a eventual queda de resistência, devido ao colapso, será devida a camada de areia argilosa e não a camada silte argilosa.

O peso específico seco desta camada apresentou-se com um valor médio de $13,83 \text{ kN/m}^3$, porém com grande variabilidade visto que os valores passaram de $12,39 \text{ kN/m}^3$ a $15,90 \text{ kN/m}^3$ nesta faixa de profundidade.

Quanto à consistência, de maneira geral, o solo encontra-se numa consistência plástica nessa faixa de profundidade, sendo que a umidade natural encontra-se mais próxima do limite de liquidez, principalmente para as regiões mais profundas. O índice de plasticidade médio nesta camada está em torno de 22,84%.

Em relação ao índice de vazios desta camada (5-10m) obteve-se um valor médio de 1,172 e conseqüentemente uma porosidade média de 53,95%, caracterizando desta maneira como um solo poroso.

Diante destes valores de porosidade obtidos e também com a afirmação de Ferreira *et al.* (1989), que afirmam que um dos indicativos de presença de solos colapsíveis é possuir porosidades acima de 40%, presume-se que o comportamento deste solo é suscetível ao colapso. Entretanto, como será visto nos ensaios edométricos, esta previsão não se confirma.

Quanto à granulometria, na profundidade de 5m à 8m, conforme se observa na Figura 3.5, há um aumento da fração silte, porém, ainda com maiores proporções de argila e areia fina, respectivamente.

Entre os 8m e 12m de profundidade o solo é predominantemente formado por silte e argila.

Quanto à classificação pelo sistema de classificação unificado (SUCS), existe uma heterogeneidade marcante nesta faixa de profundidade, com variações na classificação desde areias a argilas com passagens pelo silte, conforme se observa no Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Classificação do solo da camada II (SUCS).

| Profundidade (m) | Descrição | Sigla |
|------------------|-------------------------------------|-------|
| 5,0 – 7,0 | Argila areno-siltosa variegada | ML |
| 7,0 – 7,5 | Areia fina argilo-siltosa variegada | ML |
| 7,5 – 9,0 | Silte areno-argiloso variegado | CL |
| 9,0 – 9,5 | Argila siltosa variegada | CL |
| 9,5 – 10,0 | Argila areno-siltosa variegada | CL |
| 10,0 - 10,5 | Areia fina variegada | SP |
| 10,5 -12,0 | Argila siltosa variegada | CL |

3.4. Ensaios de Cone

Foram realizadas na área do campo experimental de pederneiras 13 sondagens geotécnicas com CPT (Cone Penetration Test), seguindo as recomendações da NBR12069(1991) da ABNT. Os ensaios de cone realizados foram denominados com as

iniciais CPT e um número de ordem que diferencia os furos de sondagem de CPT01 a CPT10A.

O cone utilizado para a realização dos ensaios foi da marca “Geotech” com diâmetro igual a 3,57 cm, área de 10 cm² e ângulo de base igual a 60°, do tipo “cordless”, que não necessita de cabos elétricos, pois os dados são transmitidos via ondas sonoras, a cada 2,5cm de penetração no solo.

Para a penetração do cone foi utilizado um penetrômetro hidráulico com capacidade para 100kN, da “Pagani Geotechnical”, com velocidade de cravação de 2 cm/s. Os procedimentos de ancoragem e nivelamento do CPT não estavam disponíveis nos relatórios utilizados para a realização desta dissertação.

A Tabela 3.4 mostra as profundidades alcançadas nos diversos furos de sondagens realizados. Observa-se que a média de profundidade alcançada nos ensaios de CPT foi de 16,27m.

Tabela 3.4 – Resumo das profundidades alcançadas nos ensaios CPT.

| Nome do furo | Profundidade |
|--------------|--------------|
| CPT01 | 19,40 |
| CPT02 | 20,90 |
| CPT03 | 19,40 |
| CPT04 | 10,15 |
| CPT04A | 12,53 |
| CPT05 | 19,35 |
| CPT06 | 15,35 |
| CPT07 | 19,00 |
| CPT08 | 9,15 |
| CPT08A | 26,30 |
| CPT09 | 12,73 |
| CPT10 | 9,83 |
| CPT10A | 17,45 |

Dentre os 13 ensaios de cone realizados na área do campo experimental em estudo, foi utilizado para as estimativas de capacidade de carga das estacas ensaiadas o ensaio denominado CPT-02. Esta escolha foi efetivada devido a este furo estar mais próximo do local das provas de carga e do Furo SP05, conforme foi mostrado na Figura 3.3.

Da Figura 3.7 observa-se que os valores da resistência de ponta (q_c) do ensaio de cone CPT02, até à profundidade de cerca de 10m, é praticamente constante e igual a 2MPa, com pequenas variações em torno deste valor. Entre 10 e 11m de profundidade, observam-se grandes variações nos valores de q_c , provavelmente devido a alguma camada de solo granular. Dos 11m aos 15m de profundidade o q_c volta a permanecer praticamente constante, em torno de 2,5MPa. Abaixo de 15m de profundidade o q_c tem um comportamento ligeiramente crescente com a profundidade, chegando a alcançar um valor de cerca de 8MPa aos 21m.

BOLETIM DE ENSAIO CPT

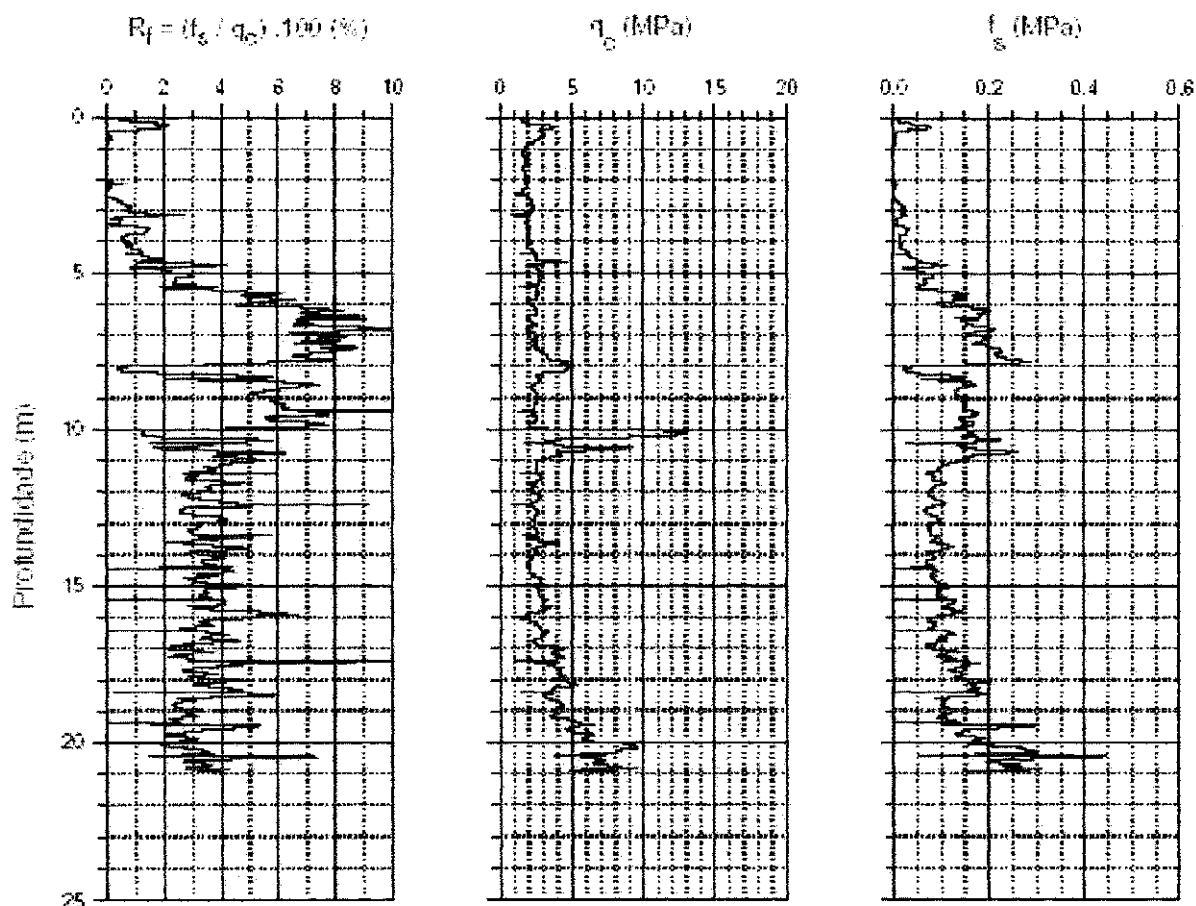


Figura 3.7 – Resultados do ensaio de cone CPT-02.

Em relação ao atrito lateral (f_s), até a profundidade de 4m não houve registros de valores significativos. Porém, entre os 4 e 8m de profundidade houve uma tendência de crescimento dos valores de f_s , chegando a um valor máximo de 250kPa. Entre 9 e 11m os valores de f_s se tornaram praticamente constantes, em torno de 150kPa. Já entre 11m e 15m de profundidade obteve-se um valor aproximadamente constante por volta de 75kPa. Para profundidades acima de 15m não é de interesse a análise, visto que o fuste das estacas ensaiadas é de 8,1m, entretanto se pode notar um crescimento dos valores de f_s .

Em relação à razão de atrito, observa-se nos primeiros 4m de profundidade valores de R_f próximo de 0% exceto em pontos isolados (aos 0,50m e nos 4m) nos quais há uma pequena elevação até cerca de 2%. Entre 4m e 6m de profundidade há uma tendência de aumento destes valores, podendo-se observar valores de R_f da ordem de 70%. Entre 6m e 8m de profundidade há uma certa variação nos valores, sem, contudo, alcançar grandes picos. O valor médio nesta faixa de profundidade situa-se em torno de 8%.

Para a classificação do solo a partir dos dados de CPT, até a profundidade de 11m, é necessário dividir o perfil do solo em duas camadas distintas: a primeira camada (I) até 5m de profundidade e a segunda camada (II), até os 11m.

Nas Figuras 3.8 e 3.9 são apresentados os ábacos de Robertson *et al.* (1986) e Douglas & Olsen (1981), das quais é possível fazer uma classificação das camadas de solos a partir dos dados do CPT. Para aplicação do método de Robertson *et al.* (1986) utiliza-se também a Tabela 3.5.

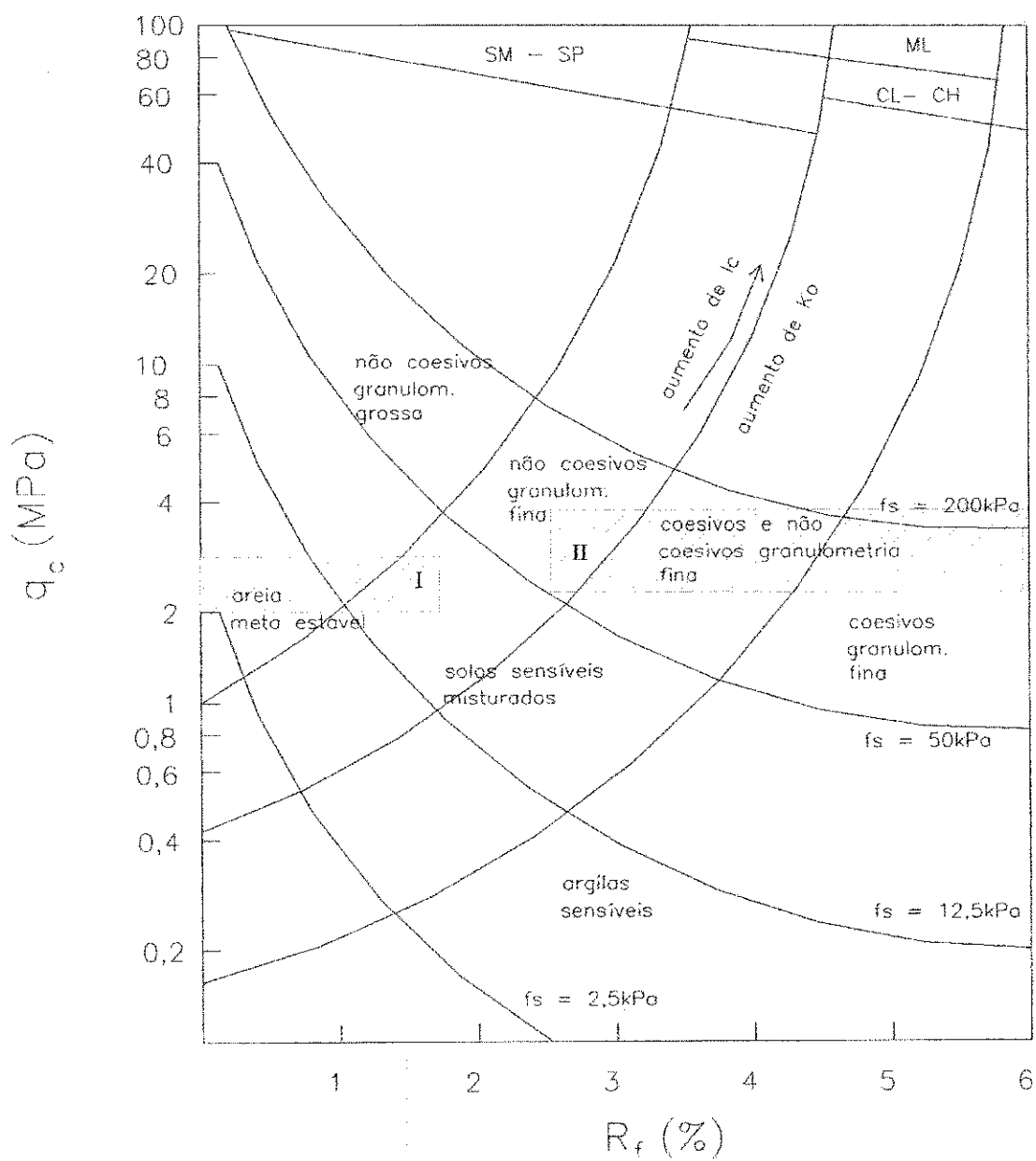


Figura 3.8 – Classificação do solo com base nos dados do CPT, segundo Douglas & Olsen (1981).

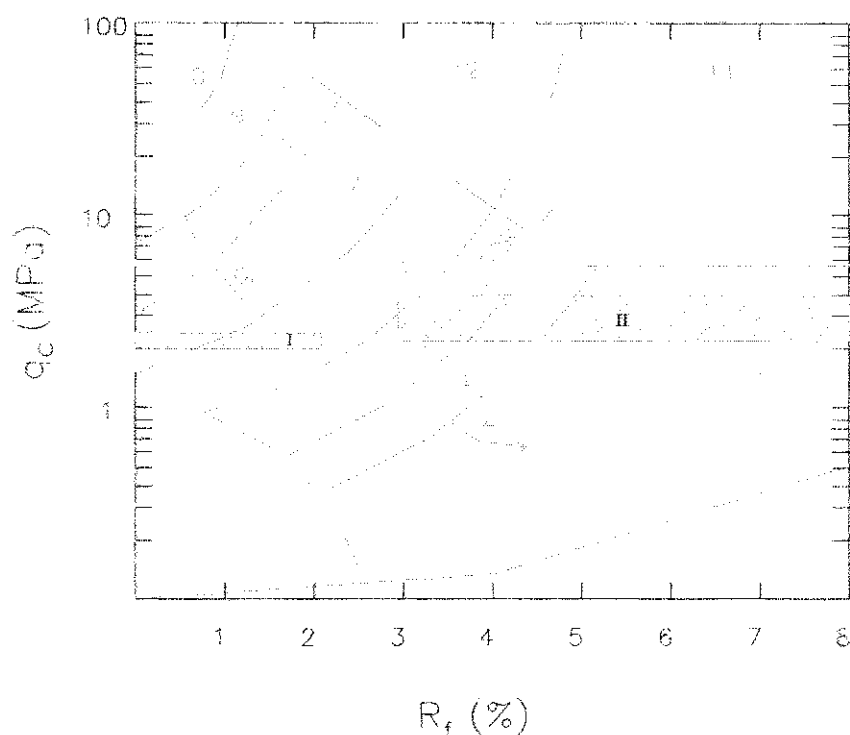


Figura 3.9 – Classificação do solo com dados do CPT, segundo Robertson *et al.* (1986).

Tabela 3.5 – Zonas de classificação segundo Robertson *et al.* (1986).

| 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 rija (*) |
| 12 | Areia a areia argilosa (*) |
| (*) | Pré-adensado ou cimentado |

Para a primeira camada, segundo a classificação proposta por Robertson *et al.* (1986), o solo foi classificado como areia siltosa a silte arenoso. Na classificação proposta por Douglas & Olsen (1981), o solo foi denominado de areia meta estável. Estes resultados são compatíveis com a classificação táctil visual obtida com o SPT. Porém, não há uma correspondência única nessas classificações.

Para a segunda camada, segundo o método de Robertson *et al.* (1986), o solo seria classificado como silte argiloso a argila-siltosa ou ainda argila-siltosa a argila. Já segundo Douglas & Olsen (1981), o solo poderia ser classificado como coesivo e não coesivo de granulometria fina. Este resultado não concorda com a classificação obtida com base no SPT, ao contrário do que ocorreu com o método de Robertson *et al.* (1986)

A classificação do solo segundo os métodos de Robertson *et al.* (1986) e Douglas & Olsen (1981) é resumida na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Resumo da classificação dos solos a partir de dados do CPT.

| Profundidade (m) | Robertson <i>et al.</i> (1986) | Douglas & Olsen (1981) | Tátil-visual (SPT) |
|---------------------|---|--|-----------------------|
| 0,0 – 5,0 | areia siltosa a silte arenoso | areia meta estável a solos sensíveis misturados | areia - argilosa |
| 5,0 – 11,0 | silte argiloso à argila – siltosa, ou ainda argila – siltosa à argila | coesivo e não coesivo de granulometria fina | silte – argiloso |

3.5. Resistência ao cisalhamento

Para o estudo da resistência ao cisalhamento do solo analisado foram utilizados os ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial. Nestes ensaios foi observado que o solo é do tipo coesivo friccional, o que requer a execução de ensaios mais detalhados para uma melhor avaliação de suas propriedades.

Para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, foram seguidas as recomendações da norma americana (ASTM) D3080(1990). Da Figura 3.10 observa-se que o ângulo de atrito varia de 22° a 46°, apresentando um decréscimo com a profundidade. Por outro lado, a coesão tende a crescer com a profundidade, variando de 18,0kPa a 68,5kPa.

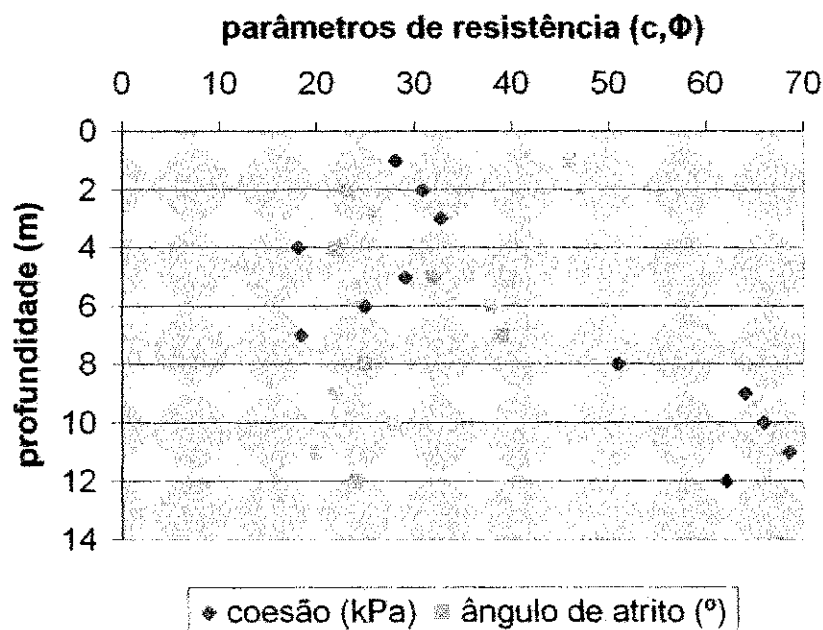


Figura 3.10 – Variação dos parâmetros de resistência com a profundidade, obtidos por ensaio de cisalhamento direto.

Os ensaios triaxiais realizados seguiram a norma americana (ASTM) D2850, do tipo rápido, não adensado e não drenado (ensaio UU). Da Figura 3.11 observa-se que a variação do ângulo de atrito esteve entre 11° e 35°, apresentando a tendência de decréscimo com a profundidade, enquanto que a coesão apresentou uma grande variação nos seus valores, na faixa de 12kPa a 150kPa.

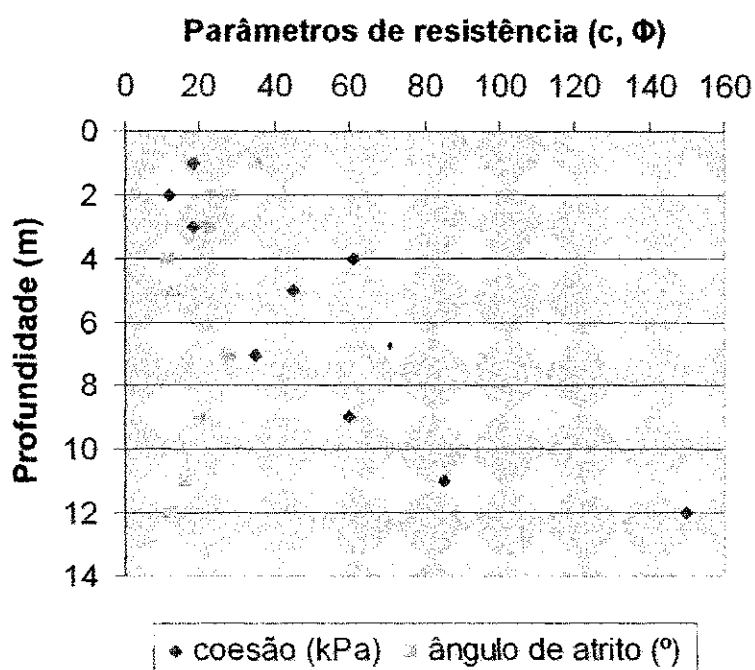


Figura 3.11 – Variação dos parâmetros de resistência com a profundidade, a partir dos ensaios triaxiais UU.

Observa-se da Tabela 3.7 que para a camada de areia argilosa, o valor médio da coesão, a partir do ensaio de cisalhamento direto, foi inferior ao obtido a partir do ensaio triaxial UU. Para o ângulo de atrito, observou-se que os valores obtidos do ensaio de cisalhamento direto foram maiores que os resultados obtidos do ensaio triaxial UU. Convém ressaltar que, de maneira geral, houve uma variabilidade maior nos resultados do ensaio triaxial do que do ensaio de cisalhamento direto.

Tabela 3.7 – Valores médios dos parâmetros de resistência das camadas.

| camadas | Valores médios de coesão | | Valores médios de ângulo de atrito | |
|----------------|---------------------------|-------------------|------------------------------------|-------------|
| | Cisalhamento direto (kPa) | Triaxial UU (kPa) | Cisalhamento direto | Triaxial UU |
| Areia argilosa | 27,8 | 30,8 | 29,8° | 21,8° |
| Silte argiloso | 50,7 | 82,5 | 28,0° | 19,0° |

Para a camada de silte argiloso observa-se a mesma tendência observada na camada de areia argilosa, conforme comentado no parágrafo anterior, entretanto, há pequenas diferenças nos valores obtidos.

Diante desses valores médios obtidos, observa-se que há uma diferença significativa dos valores entre os resultados do ensaio de cisalhamento direto e o ensaio triaxial UU, sendo a diferença percentual da camada de areia argilosa igual a 9,74% e 26,85%, para os valores de coesão e ângulo de atrito, respectivamente. Já para a camada de silte argiloso, a diferença foi de 38,51% e 32,14% nos valores de coesão e ângulo de atrito, respectivamente.

As diferenças encontradas nos resultados dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto podem ser explicados considerando as características geológicas deste solo e as dificuldades encontradas na obtenção de amostras indeformadas de boa qualidade. Por outro lado, os resultados destes dois tipos de ensaios não costumam ser iguais.

3.6. Colapsibilidade do Solo

Foram realizados ensaios edométricos duplos, conforme propõe Jennings & Knight (1957), para avaliar o comportamento da variação de volume do solo de uma amostra frente à variação de umidade, sendo uma amostra ensaiada na umidade natural e outra na condição saturada. A Figura 3.12 mostra os resultados de tais ensaios, onde observa-se o colapso.

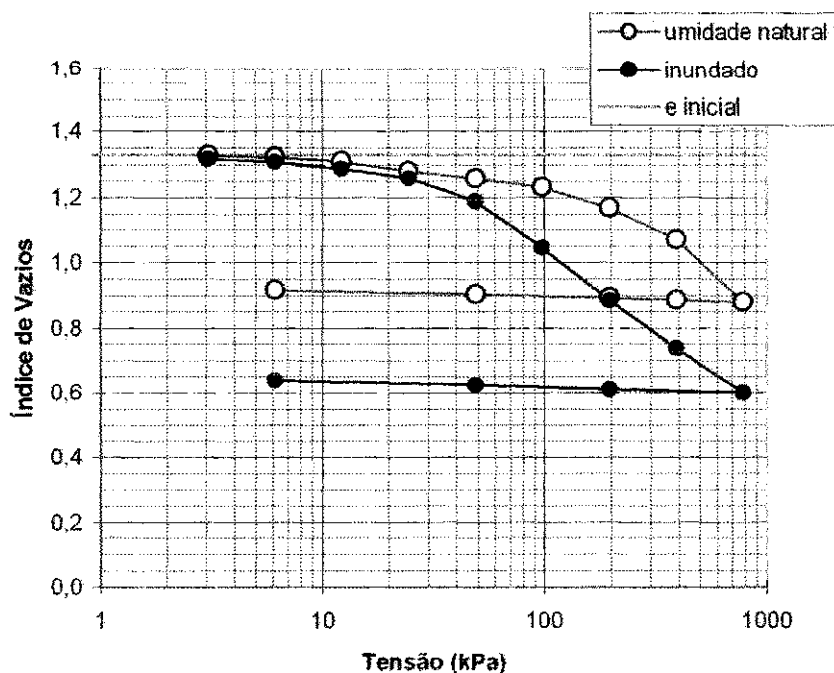


Figura 3.12 – Curva do ensaio edométrico duplo conforme propõe Jennings & Knight (1957), em amostra coletada a 1 m de profundidade, do campo experimental de Pederneiras.

Da Figura 3.12 observa-se que o valor do índice de vazios inicial era de 1,334 e os índices de vazios após o carregamento de 784,8kPa foram de 0,879 e 0,599, para os valores de umidade natural e inundada, respectivamente.

Da Tabela 3.8 pode-se observar que a variação do potencial de colapso (CP) com a inundação, para a amostra coletada a 1m de profundidade, é crescente até a tensão de 392,40kPa e diminui para a tensão de 784,80kPa.

Tabela 3.8 - Variação do CP com a tensão de inundação em uma amostra coletada a 1m de profundidade.

| Tensão de inundação | PC (%) |
|---------------------|--------|
| 98,10 kPa | 9,04 |
| 196,20 kPa | 15,07 |
| 392,40 kPa | 19,29 |
| 784,80 kPa | 17,51 |

Esta tendência pode ser melhor observada pela Figura 3.13, onde se demonstra a dependência do potencial de colapso para a tensão de inundação para uma dada profundidade.

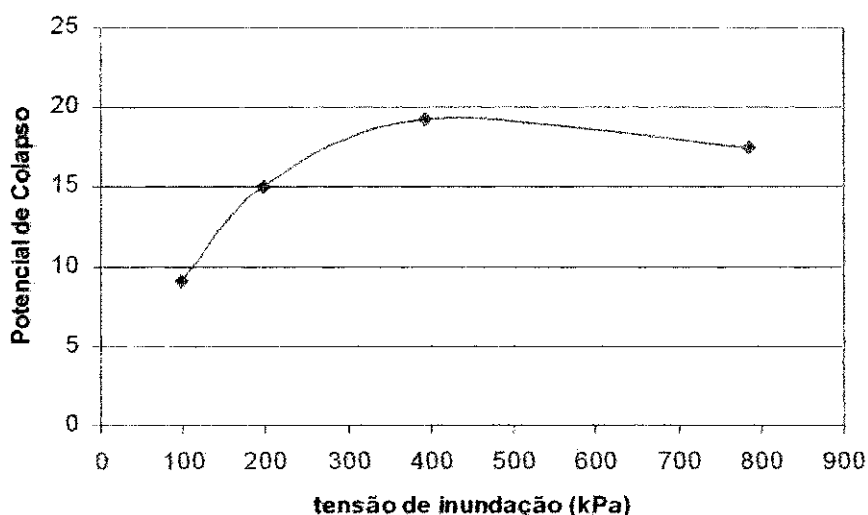


Figura 3.13 – Variação do potencial de colapso com a tensão de inundação.

Atribui-se esta diminuição do PC, após os cerca de 400 kPa, a uma possível quebra da estrutura meta-estável deste solo, ou seja, o solo já sofreu uma deformação anterior ao processo de inundação, devido as cargas aplicadas.

Na Tabela 3.9 são apresentados os resultados dos ensaios edométricos obtidos, inclusive o potencial de colapso (CP), obtido pelos ensaios com inundação prévia.

Tabela 3.9: Parâmetros do solo obtidos nos ensaios edométricos.

| Profundidade (m) | Tensão de pré-adensamento do solo não saturado (kPa) | Tensão de pré-adensamento do solo saturado (kPa) | CP (%) |
|------------------|--|--|--------|
| 1,0 | 105 | 40 | 10,50 |
| 2,0 | 120 | 30 | 11,36 |
| 3,0 | 180 | 55 | 8,63 |
| 4,0 | 100 | 70 | 5,06 |
| 5,0 | 60 | 70 | -2,33* |
| 6,0 | 120 | 90 | -2,54* |
| 7,0 | 200 | 220 | -0,12* |
| 8,0 | 200 | 200 | -0,11* |
| 9,0 | 250 | 250 | -0,15* |

Onde:

(*) indica que não houve colapso e sim expansão.

Pelos resultados observados na Tabela 3.9 e na Figura 3.14, e pela classificação de Vargas (1978), toda a faixa de sedimentos inconsolidados de 4m foi considerada colapsível. Na classificação de Jennings & Kinght (1975), os primeiros 4m de profundidade foram enquadrados como problemáticos com relação à gravidade do problema. Pela classificação de Lutenege & Saber (1988), os solos até 4m de profundidade apresentam, com relação à gravidade do problema devido ao colapso, uma intensidade de moderada a alta, prevalecendo a última. A partir dos 5m de profundidade, não há ocorrência de colapso, mas sim de expansão leve a moderada, com tendência à diminuição do potencial de expansão (EP) com a profundidade.

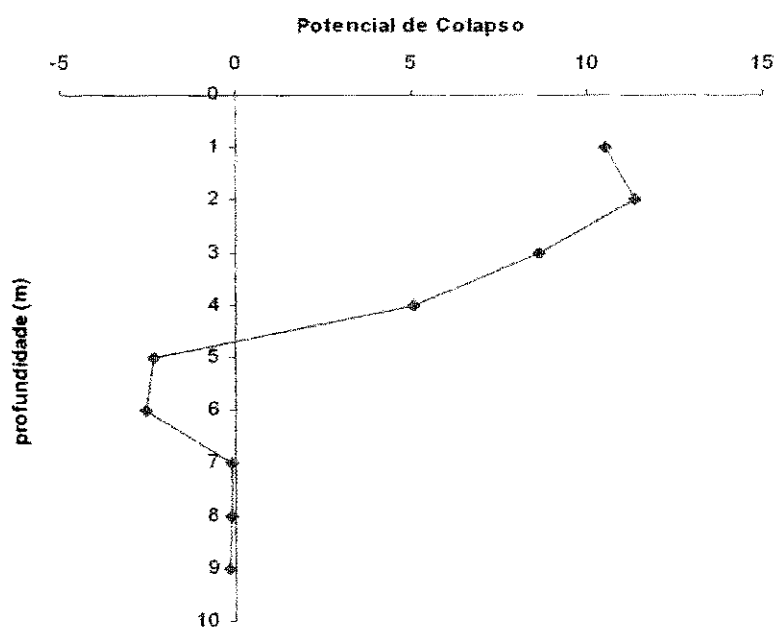


Figura 3.14 – Variação do C.P. com a profundidade.

Através da Figura 3.14 observa-se que a faixa mais influenciada, deste solo, pela colapsibilidade, são os primeiros 4m de profundidade. E também, observa-se uma faixa de profundidades, logo abaixo da região colapsível, que apresentou-se suscetível a uma leve expansão.

3.7. Provas de Carga Sobre Estacas

3.7.1. Características das Estacas Ensaaiadas

Foram executadas duas estacas nomeadas C1 e C2 com 8,10m de comprimento e diâmetro de 0,32m, conforme mostrado na Tabela 3.10. As estacas foram do tipo apiloadas, ou seja, concretadas “in situ” após abertura do fuste por apiloamento, sem revestimento, com martelo de diâmetro 0,28m e massa de 600kg, com altura de queda variável.

Tabela 3.10 - Características das estacas ensaiadas.

| Símbolo | Elemento executado | Diâmetro (m) | L (m) |
|---------|---|--------------|-------|
| C1 | Estaca apiloadada ensaiada à compressão | 0,32 | 8,10 |
| C2 | Estaca apiloadada ensaiada à compressão | 0,32 | 8,10 |

As estacas foram executadas com uma armadura construtiva, composta por quatro barras longitudinais de aço CA-50A de 10mm de diâmetro, dispostas ao longo de todo o comprimento. O concreto utilizado para moldar as estacas ensaiadas era do tipo usinado, com f_{ck} de 20,0MPa e slump de $80,0 \pm 10,0$ mm. No topo das estacas foram executados blocos de coroamento, com dimensões de 0,40m x 0,40m x 0,40m, armados com barras de aço CA-50A de 10mm.

3.7.2 Estacas de Reação

Para o sistema de reação das provas de carga foram executadas oito estacas, do tipo apiloadas, com diâmetro nominal de 0,32m, duas estacas do tipo escavadas com diâmetro nominal de 0,30m, e uma última estaca apiloadada com 0,25m de diâmetro. Os comprimentos das estacas foram variáveis, conforme observado na Tabela 3.11, onde se encontram as principais características e a finalidade das estacas executadas.

3.7. Provas de Carga Sobre Estacas

3.7.1. Características das Estacas Ensaaiadas

Foram executadas duas estacas nomeadas C1 e C2 com 8,10m de comprimento e diâmetro de 0,32m, conforme mostrado na Tabela 3.10. As estacas foram do tipo apiloadas, ou seja, concretadas “in situ” após abertura do fuste por apiloamento, sem revestimento, com martelo de diâmetro 0,28m e massa de 600kg, com altura de queda variável.

Tabela 3.10 - Características das estacas ensaiadas.

| Símbolo | Elemento executado | Diâmetro (m) | L (m) |
|---------|---|--------------|-------|
| C1 | Estaca apiloadada ensaiada à compressão | 0,32 | 8,10 |
| C2 | Estaca apiloadada ensaiada à compressão | 0,32 | 8,10 |

As estacas foram executadas com uma armadura construtiva, composta por quatro barras longitudinais de aço CA-50A de 10mm de diâmetro, dispostas ao longo de todo o comprimento. O concreto utilizado para moldar as estacas ensaiadas era do tipo usinado, com f_{ck} de 20,0MPa e slump de $80,0 \pm 10,0$ mm. No topo das estacas foram executados blocos de coroamento, com dimensões de 0,40m x 0,40m x 0,40m, armados com barras de aço CA-50A de 10mm.

3.7.2 Estacas de Reação

Para o sistema de reação das provas de carga foram executadas oito estacas, do tipo apiloadas, com diâmetro nominal de 0,32m, duas estacas do tipo escavadas com diâmetro nominal de 0,30m, e uma última estaca apiloadada com 0,25m de diâmetro. Os comprimentos das estacas foram variáveis, conforme observado na Tabela 3.11, onde se encontram as principais características e a finalidade das estacas executadas.

Tabela 3.11 - Características das estacas de reação utilizadas nas provas de carga.

| símbolo | Elemento executado | Diâmetro (m) | L (m) |
|---------|---|--------------|-------|
| R1 | Estaca apiloadada – reação | 0,32 | 7,90 |
| R2 | Estaca apiloadada – reação | 0,32 | 8,60 |
| R3 | Estaca apiloadada – reação | 0,32 | 8,80 |
| R4 | Estaca apiloadada – reação | 0,32 | 7,40 |
| R5 | Estaca apiloadada – reação | 0,32 | 8,60 |
| R6 | Estaca apiloadada – reação | 0,32 | 8,60 |
| R7 | Estaca apiloadada – reação | 0,32 | 8,20 |
| R8 | Estaca apiloadada – reação | 0,32 | 8,75 |
| R9 | Estaca apiloadada – reação | 0,25 | 9,30 |
| R10 | Estaca escavada Broca – reação | 0,30 | 4,80 |
| R11 | Estaca escavada Broca – reação | 0,30 | 4,80 |
| H1 | Estaca apiloadada ensaiada à carga horizontal | 0,32 | 8,40 |
| H2 | Estaca apiloadada ensaiada à carga horizontal | 0,32 | 8,40 |
| T1 | Estaca apiloadada ensaiada à tração | 0,32 | 8,60 |
| T2 | Estaca apiloadada ensaiada à tração | 0,32 | 8,60 |

Da Figura 3.15 observa-se que as estacas de reação estão distanciadas, de mínimo, 1,5m da estaca ensaiada mais próxima. Da mesma Figura, se pode observar as disposições relativas entre as mesmas.

Observa-se também a existência de duas estacas denominadas H1 e H2. Estas estacas foram submetidas a provas de carga a tração, os quais os resultados, seram utilizados com a finalidade de comparação com os resultados dos métodos semi-empíricos que serão utilizados nesta dissertação.

Na confecção das estacas de reação foi utilizado concreto usinado, com f_{ck} de 20,0MPa e abatimento de $80,0 \pm 10,0$ mm.

Com relação à armação todas as estacas de reação foram armadas com uma armadura construtiva formada de 4 barras de aço CA-50A de 12,5mm, dispostas ao longo de todo o comprimento destas estacas, com exceção da estaca R9, que possuía 4 barras de aço CA-50A de 10mm.

Para o atirantamento do sistema de reação das provas de carga, as estacas de reação foram providas de uma barra de aço especial ST-85/105, tipo “Dywidag”, de 32mm de diâmetro e 6m de comprimento.

No topo das estacas de reação foram executados blocos de coroamento com dimensões de 0,40m x 0,40m x 0,40m de concreto feito na obra com traço definido para obter-se um f_{ck} de 20,0MPa.

3.8. Execução das Provas de Carga

Para a execução das provas de carga sobre as estacas, as estacas, foram seguidas as recomendações da NBR6121(1986). As provas de carga foram executadas nos meses de dezembro de 2000 e janeiro de 2001.

Em cada uma das duas estacas apiloadas executadas para teste, foram feitas 3 provas de carga, sendo 2 em condições naturais de umidade e uma com inundação prévia de 48h antes do início do ensaio, visando avaliar o comportamento das mesmas frente à colapsibilidade do solo.

Foram utilizados como dispositivos de aplicação de cargas macacos hidráulicos com capacidades iguais a 500kN e 1200kN.

Os sistemas de reação foram formados por uma viga metálica de seção “I” ancorada nas estacas de reação. Entre a viga metálica de reação e o macaco hidráulico instalou-se uma rótula e uma célula de carga, para o controle da aplicação de carga.

Foram utilizadas células de carga de 200kN, 500kN e 2000kN, dependendo do tipo de prova e da magnitude da carga programada para o ensaio.

A Figura 3.17 mostra, o esquema de montagem tipicamente utilizado nas provas de carga.

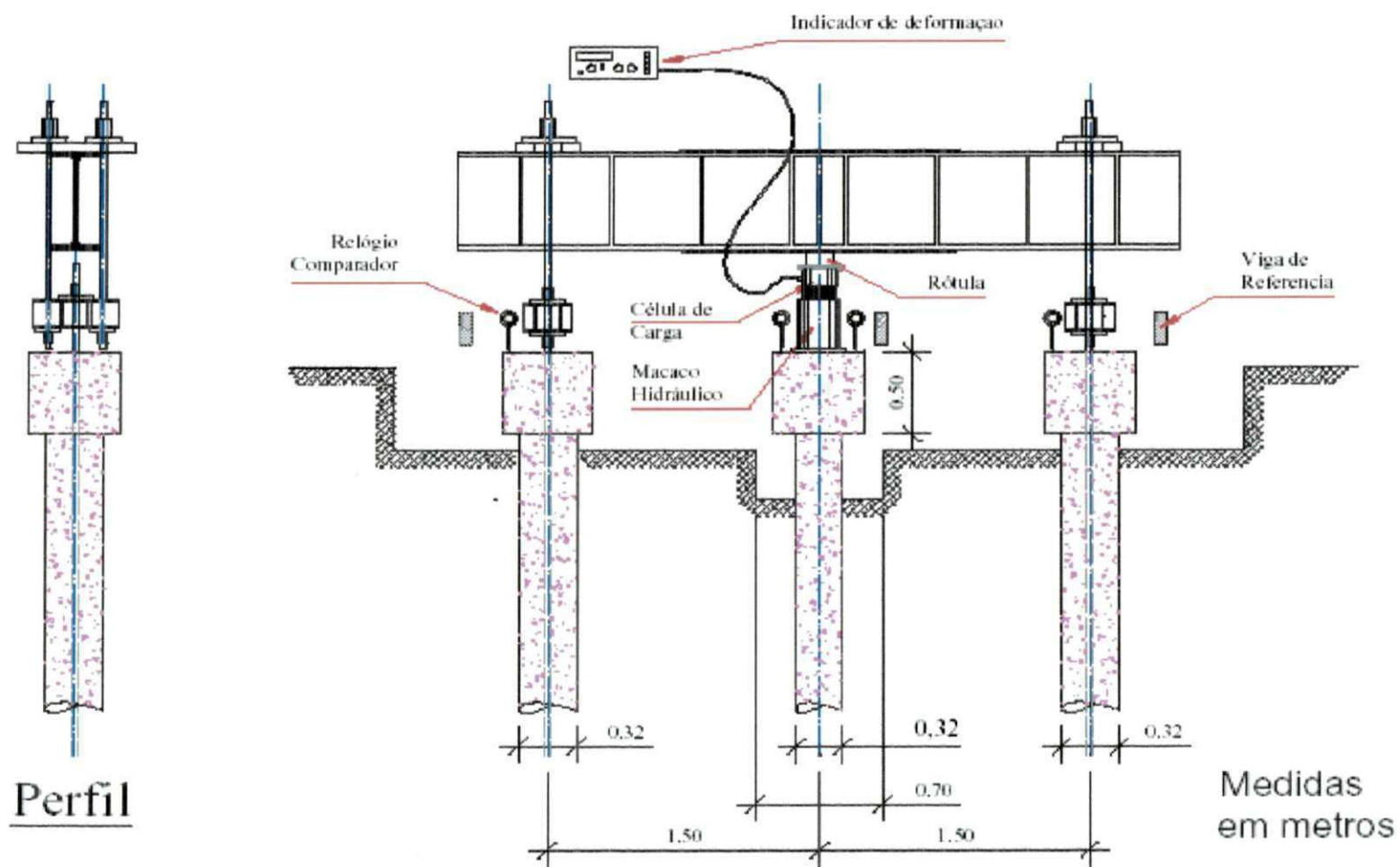


Figura 3.17 – Esquema geral de execução de provas de carga à compressão (apud Ferreira *et al.*, 1998).

Conforme recomendações da NBR6121(1986), para a proteção do sistema de leitura contra as intempéries e outros fatores que poderiam interferir nos resultados das provas de carga, foi utilizada uma barraca desmontável com dimensões de 7,0m x 15,0m, com estrutura em madeira.

As provas de carga realizadas foram dos tipos rápida e lenta, conforme a Tabela 3.12, onde está apresentada a relação de estacas ensaiadas à compressão vertical.

Tabela 3.12 - Relação das provas de carga realizadas à compressão.

| Legenda | Prova de Carga | Estaca | Tipo | Observação |
|----------------|----------------|--------|--------|------------|
| 1C1LENT(NAT.) | 1 | C1 | lenta | natural |
| 2C1RAP(NAT.) | 2 | C1 | rápida | natural |
| 3C1RAP(INUND.) | 3 | C1 | rápida | Inundada |
| 1C2RAP(NAT.) | 1 | C2 | rápida | natural |
| 2C1RAP(NAT.) | 2 | C2 | rápida | natural |
| 3C2RAP(INUND.) | 3 | C2 | rápida | Inundada |

As leituras das células de carga foram realizadas através de caixa de leitura (dial indicator). Para as leituras de deslocamento foram utilizados relógios comparadores com 75,0mm e 50,0mm de curso. Os relógios comparadores foram afixados em réguas metálicas de metalon e posicionados nos blocos de coroamento ou direto no topo das estacas. Os 4 relógios comparadores utilizados nas estacas ensaiadas foram posicionados em posições diametralmente opostas, para minimizar alguma possível falta de uniformidade nos deslocamentos medidos. Foram empregados também 2 relógios comparadores nas estacas de reação.

Segundo o relatório das provas de carga analisado, a prova de carga lenta teve uma duração de 42 horas, enquanto a prova de carga rápida teve duração de 4 horas. Com base no relatório, não foi possível analisar como foi estabelecido o fim das provas de carga.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo será feita a apresentação e a análise dos resultados de ensaios com SPT, CPT e provas de carga em estacas apiloadas. Através dos dados dos ensaios realizados, serão estabelecidas correlações entre os resultados dos ensaios e as provas de carga, com o intuito de avaliar os coeficientes utilizados nos principais métodos de previsão de capacidade de carga que envolvem dados de SPT e CPT.

4.1. O Ensaio de Penetração Dinâmica – SPT

A análise do perfil do solo, obtido através do SPT, mostra uma variação estratigráfica no local dos ensaios. Esta variação ocorre principalmente na espessura das camadas, visto que, de maneira geral, observa-se a mesma estratigrafia nos diversos furos de sondagens realizados. Da Figura 4.1 se pode observar essa variação para os 8 furos de sondagens mais próximos do local das provas de carga (SP05, SP06, SP07, SP08, SP09, SP25, SP26, SP27).

Da Figura 4.1 verifica-se ainda que nos primeiros 6 m de profundidade o valor médio do N_{SPT} situa-se em torno de 7, sem apresentar grandes variações. Para o intervalo de profundidade compreendido entre 7m e 13m, os valores médios do N_{SPT} variaram em torno de 10,5, também sem grandes variações. Já para os últimos 3m de profundidade, há uma tendência de crescimento acentuado nos valores do N_{SPT} médio, o qual está em torno de 20, aos 16m de profundidade.

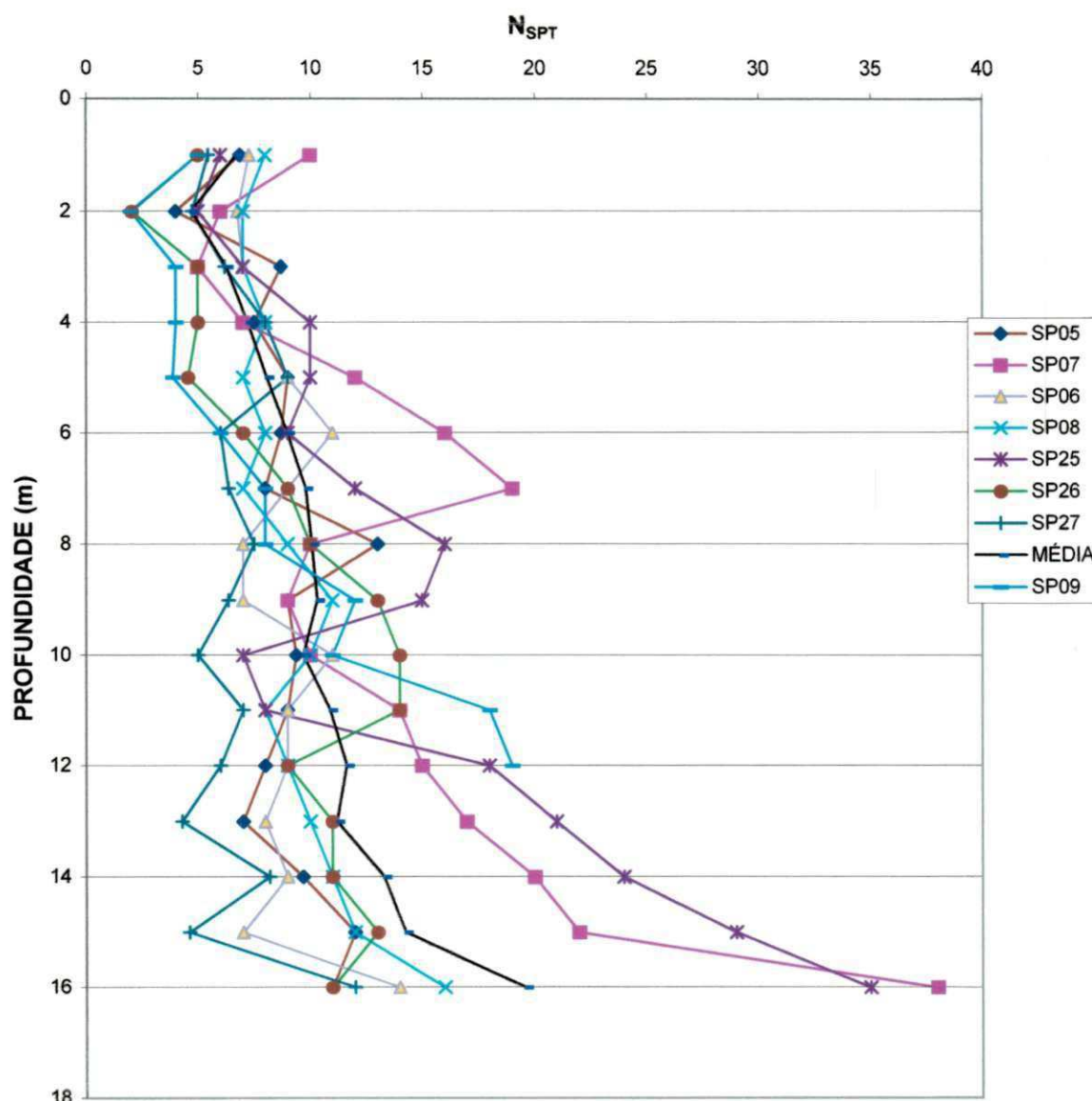


Figura 4.1 – Variação de N_{SPT} com a profundidade dos furos mais próximos do local das provas de cargas.

Observa-se também da Figura 4.1 que dentre os 8 furos de sondagens analisados, os que apresentaram maiores dispersões foram os furos denominados SP07 e SP25. Para os furos SP07 e SP25 a dispersão é mais evidente a partir dos 11m de profundidade.

Da Tabela 4.1 se pode observar os valores do desvio padrão em relação ao valor médio do N_{SPT} obtidos dos 8 furos de sondagens realizados na área mais próxima dos locais das provas de carga em estacas, para cada nível de profundidade. Através desses resultados

observa-se que para as profundidades acima de 12m há um aumento significativo nos valores do desvio padrão. Este aumento do desvio padrão deve-se provavelmente a uma maior variabilidade do solo nesta região. Em alguns furos analisados nesta profundidade foi encontrada uma camada de solo diferente dos demais furos, como o SP25 e SP07. Para as camadas encontradas acima de 12m de profundidade obtiveram-se valores de compacidade diferentes.

Tabela 4.1 – Valores de desvio padrão obtidos através dos furos de sondagens na área próxima aos ensaios.

| Profundidade (metros) | Média N_{SPT} | Desvio padrão N_{SPT} |
|--------------------------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 6,70 | 1,72 |
| 2 | 4,70 | 1,93 |
| 3 | 6,24 | 1,51 |
| 4 | 7,19 | 1,89 |
| 5 | 8,05 | 2,75 |
| 6 | 8,96 | 3,30 |
| 7 | 9,80 | 4,09 |
| 8 | 10,06 | 3,05 |
| 9 | 10,30 | 2,99 |
| 10 | 9,67 | 2,71 |
| 11 | 10,88 | 3,94 |
| 12 | 11,63 | 4,96 |
| 13 | 11,18 | 5,87 |
| 14 | 13,27 | 6,16 |
| 15 | 14,23 | 8,51 |
| 16 | 19,57 | 11,73 |

Da Tabela 4.1 observa-se ainda que os valores do N_{SPT} médios e os desvios padrões obtidos são, de maneira geral, crescentes com a profundidade. Para profundidades menores que 6m os valores de desvio padrão são menores que 3, e com um valor de N_{SPT} menor que 9.

Somente a partir dos 7m de profundidade encontraram-se valores de desvio padrão superiores a 4. Verifica-se que a média dos resultados de desvio padrão obtida foi de 4,19.

Uma análise dos valores do N_{SPT} dos furos próximos ao local dos ensaios revela uma grande variabilidade do solo e pode-se até presumir que o solo apresente anisotropia, na direção horizontal.

Essa variabilidade dos valores de N_{SPT} pode ser observada para a área mais próxima da prova de carga, através de dois alinhamentos “quase” ortogonais: Norte – Sul e Leste – Oeste, conforme mostrado na Figura 4.2.

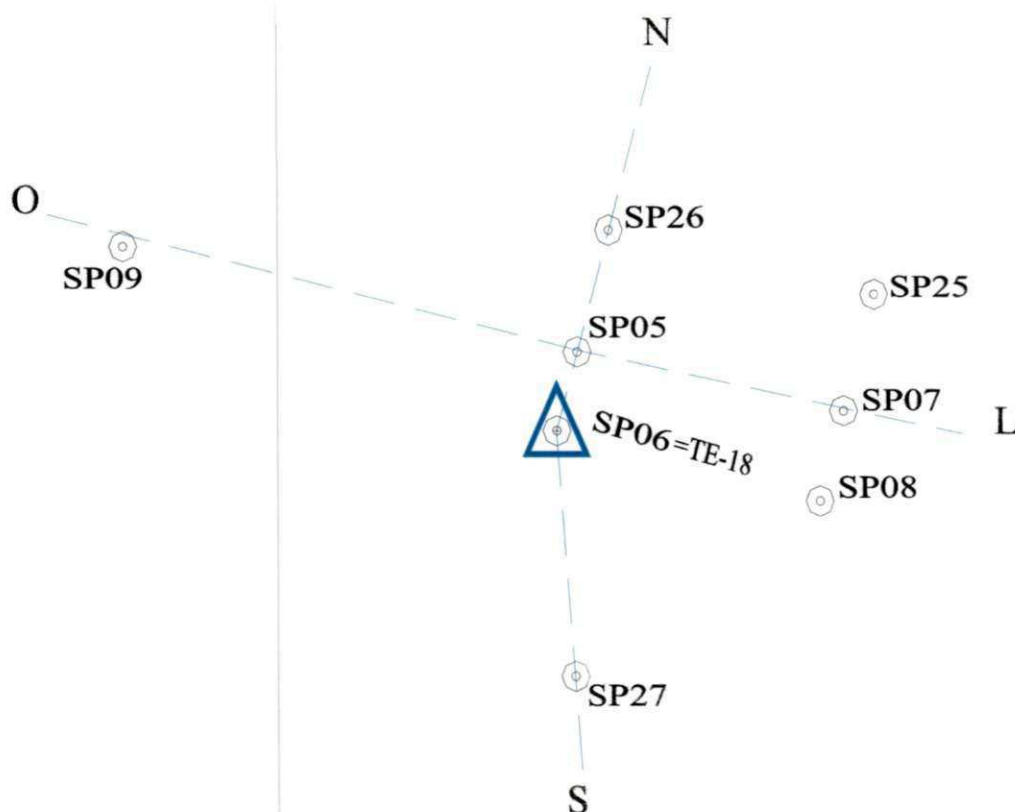


Figura 4.2 – Disposições dos alinhamentos Leste – Oeste e Norte - Sul.

O alinhamento Norte – Sul é formado pelos furos SP27, SP06, SP05 e SP26, enquanto o alinhamento Leste – Oeste é formado pelos furos SP07, SP05 e SP09. As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam os valores de N_{SPT} nestes alinhamentos.

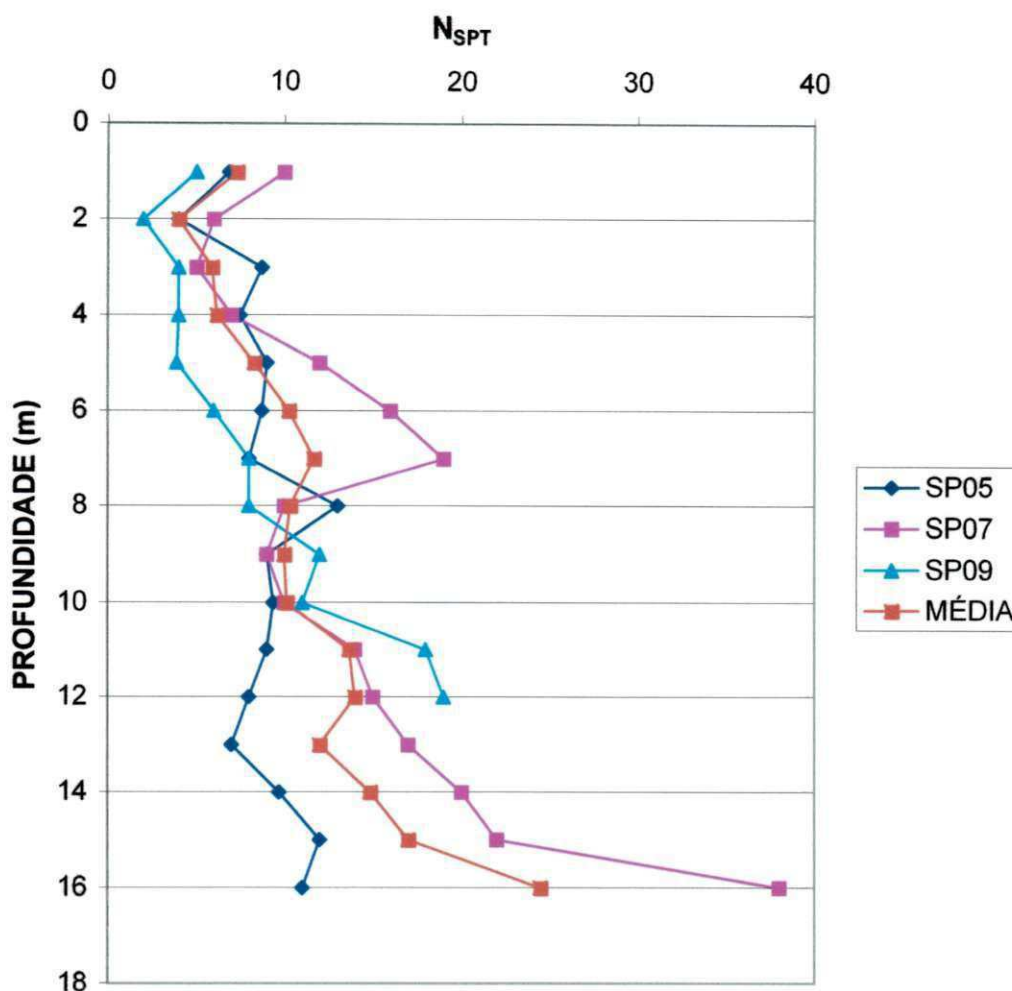


Figura 4.3 – Variação de N_{SPT} com a profundidade no alinhamento Leste - Oeste.

Da Figura 4.3 observa-se que a variabilidade do N_{SPT} na direção Leste - Oeste não é muito acentuada e o valor do N_{SPT} , de maneira geral, aumenta com a profundidade, porém, não de forma linear. Os valores médios de N_{SPT} variam de um valor mínimo de 4 a um máximo igual a 24,5. Em relação à profundidade, o valor médio do N_{SPT} obtido foi de 10,4. Observa-se também que nos dois últimos metros do furo SP07 foram obtidos valores acima de N_{SPT} 20, enquanto para o furo SP05 estes valores estiveram em torno de 11.

Os valores do N_{SPT} médios obtidos no alinhamento Leste - Oeste situam-se mais próximos dos valores de N_{SPT} do furo SP05 para a faixa de profundidade de 0m a 10m. Esse furo também é o mais próximo do local dos ensaios de prova de carga.

Da Figura 4.4 se pode observar que na direção Norte Sul houve uma maior dispersão dos valores de N_{SPT} em torno da média, e que dentre os quatro furos de sondagem de SPT neste alinhamento, o que apresenta valores mais próximos da média é o furo de sondagem SP05, conforme também constatado no alinhamento Leste - Oeste.

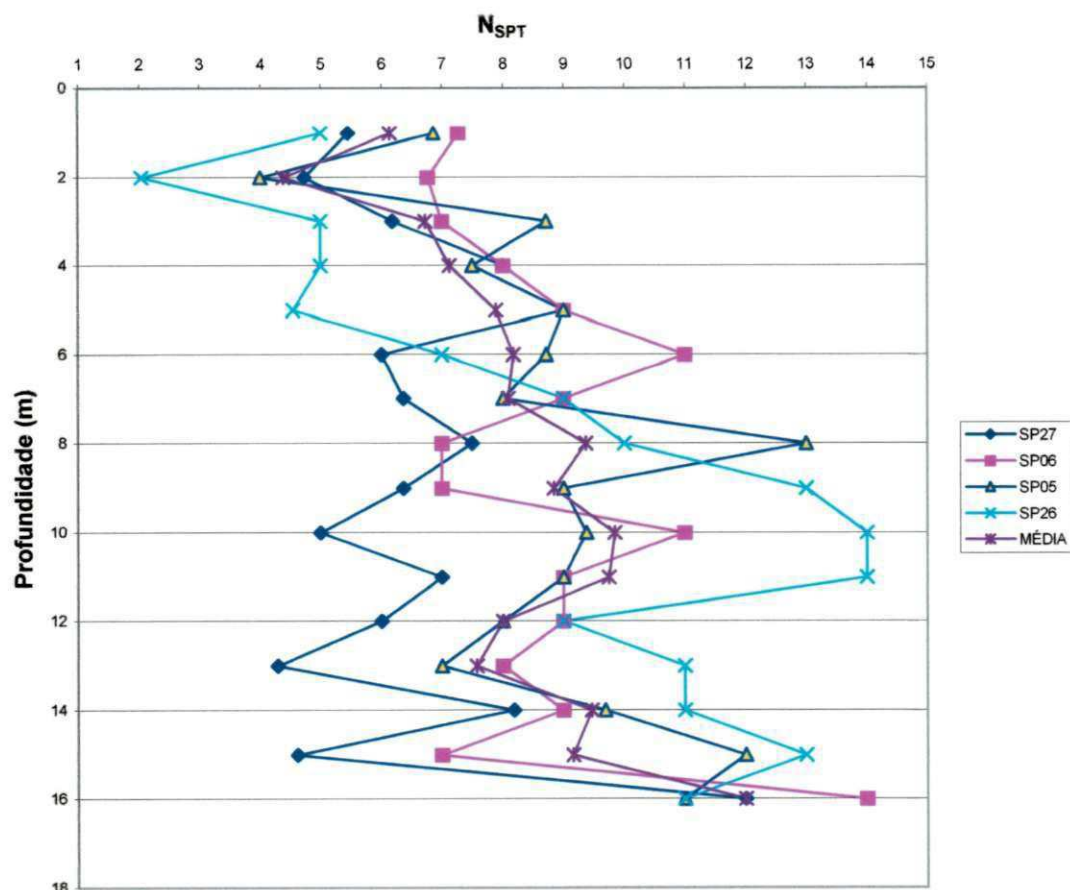


Figura 4.4 – Variação de N_{SPT} com a profundidade no alinhamento Norte - Sul.

Extraindo-se a média dos valores de N_{SPT} das sondagens do alinhamento Norte – Sul, mostrados na Figura 4.4 obtiveram-se os valores mínimo de 4,4 e máximo de 12,0. O valor médio obtido foi igual a 8,3. Observa-se que os furos SP05 e SP06 se mostraram com menor variação que os demais.

Da Figura 4.5 se pode observar que a variação média dos alinhamentos Norte - Sul e Leste – Oeste, junto ao Furo SP05, têm um comportamento semelhante quanto ao N_{SPT} , principalmente nos primeiros 10m de profundidade.

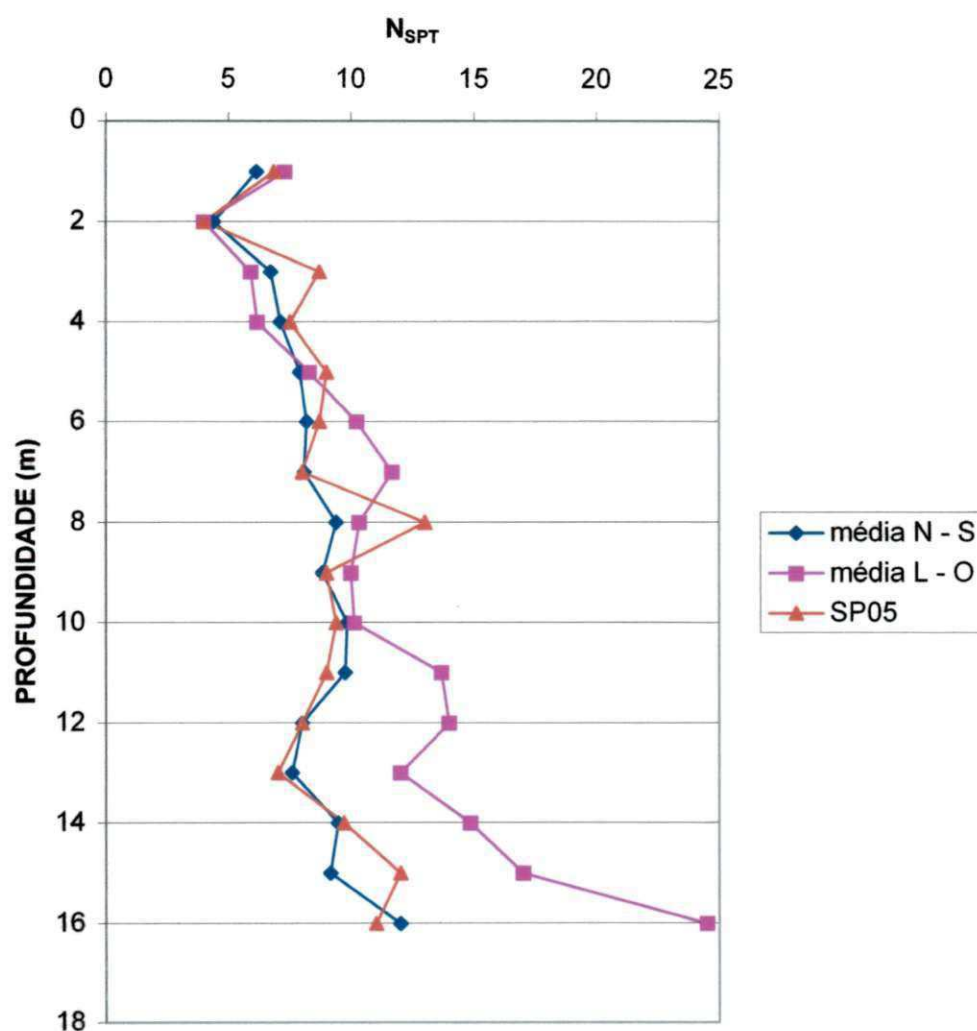


Figura 4.5 – Variação dos valores médios de N_{SPT} dos alinhamentos N – S e L – O e do furo SP05, com a profundidade.

Observa-se também da Figura 4.5 que o furo de sondagem SP05 assemelha-se mais à média do alinhamento Norte - Sul do que ao alinhamento Leste – Oeste. Cabe ressaltar que para as profundidades menores que 10m, ambas as médias dos alinhamentos convergem para os resultados do Furo SP05. Para os 10 primeiros metros obteve-se um valor médio de N_{SPT} igual a 7,7 e 8,4, respectivamente, para os alinhamentos N-S e L-O. Para o furo SP05 o valor médio de N_{SPT} para os primeiros 10m de profundidade foi igual a 8,4.

Diante destas constatações conclui-se que se pode utilizar na previsão da capacidade de carga tanto os resultados da média das sondagens mais próximas do local, como o próprio resultado do Furo SP05, que melhor se ajusta à média.

Para os cálculos das estimativas de capacidade de carga foram utilizados os dados do N_{SPT} do Furo SP05, pelas razões já expostas. Mesmo que o procedimento de empregar valores de N_{SPT} médios seja recomendado por Décourt (1996), a proximidade do Furo SP05 e a dispersão dos valores de N_{SPT} médios encontrados desaconselham esta prática.

Convém ressaltar que com o perfil de sondagem escolhido (SP05) é possível, para fins de estimativa da capacidade de carga pelo método Aoki & Velloso (1975), obter duas camadas distintas até a profundidade de 17m. Esta distinção refere-se aos valores de K para as relações com o ensaio SPT, conforme os valores indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Camadas e valores de K segundo Aoki & Velloso (1975) e Danziger & Velloso (1986), com base na sondagem SP05.

| Profundidade (m) | Camada (Táctil visual) | K | |
|---------------------|---------------------------|------------------------------|--------------------------|
| | | Danziger & Velloso (1986) | Aoki & Velloso (1975) |
| 0 – 4,8 | areia argilosa | 0,53 | 0,60 |
| 4,8 – 17 | silte argiloso | 0,30 | 0,23 |

4.2. Correlações entre CPT e SPT

A partir dos resultados de q_c do ensaio de cone e do N_{SPT} tentou-se correlacionar os resultados dos ensaios para estimar o valor de K para o solo em questão. Os resultados de f_s e N_{SPT} também foram correlacionados com a finalidade de obter-se o valor de α .

Os valores de q_c utilizados nas correlações para a obtenção de K foram obtidos pela média dos 30 cm correspondentes ao valor de N_{SPT} , ou seja, na mesma profundidade e faixa de camada do ensaio SPT correlacionado. O mesmo procedimento foi utilizado para a correlação entre f_s e N_{SPT} para obtenção do valor de α .

A partir dos resultados obtidos de q_c e N_{SPT} dos respectivos ensaios realizados próximos um do outro, tentou-se correlacionar esses dados por furo e por camadas.

Na análise por furo, foram correlacionados todos os pares de valores de N_{SPT} com os valores de q_c ou f_s , independentemente das camadas de solo presentes, conforme se desejava obter os coeficientes K ou α , respectivamente. Esse processo foi realizado para 9 pares de ensaios de CPT e SPT, que se situavam próximos entre si.

Para a análise por camadas, devido ao perfil de SPT do Furo SP05, mostrado anteriormente, apresentar-se com duas camadas distintas até à profundidade de 12m, sendo a primeira camada formada por areia argilosa e a segunda formada por silte argiloso, optou-se por correlacionar os valores de N_{SPT} com os valores de q_c e f_s para cada camada de areia argilosa e silte argiloso observada nos 9 pares de ensaios de sondagem SPT e CPT próximos um do outro.

A Tabela 4.3 apresenta os resultados de vários ajustes para a estimativa de K nos furos SP05 e CPT02. A partir desta Tabela pode-se observar que dentre os vários ajustes realizados, os que obtiveram os melhores coeficientes de determinação foram as correlações exponencial e a linear. Estas correlações têm os coeficientes de determinação iguais a 0,8280 e 0,7761, respectivamente. O coeficiente de determinação obtido através da correlação potencial foi considerado razoável, com $R^2 = 0,6745$. A correlação que obteve o menor coeficiente de determinação foi a logaritmica, com $R^2 = 0,5825$. Convém ressaltar que neste par de ensaios foram utilizadas somente 9 amostras, devido ao comprimento das estacas ser de 8,1m, fazendo com que a profundidade estudada ficasse limitada aos 9m, para esta correlação específica (CPT02 x SP05).

Tabela 4.3 – Correlações para obtenção de K com dados de SP05 e CPT02 (Furo 1).

| Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
|----------------------------|--------------|--------|--------|
| | a | K | R^2 |
| $q_c = a + KN_{SPT}$ | 0,7488 | 0,3877 | 0,7761 |
| $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 2,7882 | 2,5325 | 0,5825 |
| $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,9087 | 0,3525 | 0,6748 |
| $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 0,7675 | 0,1335 | 0,8280 |
| Número de Amostras | 9 | | |

Para as correlações que obtiveram o coeficiente α^* entre os Furos SP05 e CPT02, os resultados da Tabela 4.4 mostraram que os ajustes para esse fator geraram coeficientes de determinação muito baixos, com o maior valor igual a $R^2 = 0,3046$, obtido para a regressão logarítmica. Não foi possível determinar os coeficientes de determinação para os ajustes potencial e exponencial.

Tabela 4.4 – Correlações para obter α^* pela correlação entre SP05 e CPT02 (Furo1).

| Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
|-----------------------------------|--------------|------------|--------|
| | b | α^* | R^2 |
| $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | -44,805 | 13,4830 | 0,2754 |
| $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -154,870 | 106,9200 | 0,3046 |
| $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| Número de Amostras | 9 | | |

Na Tabela 4.5 são apresentadas as correlações para a estimativa de K em função de todos os furos possíveis de correlação. A partir da Tabela 4.5 observa-se que, de maneira geral, não foram obtidas boas correlações entre os valores do N_{SPT} e a resistência de ponta do CPT, para a obtenção do valor de K. Somente para a correlação obtida entre o SP19 e o CPT08 foram obtidas correlações razoáveis, com o R^2 entre 0,6641 à 0,7725.

O ajuste logarítmico obtido apresentou os menores valores de coeficientes de determinação.

Os ajustes que forneceram os maiores coeficientes de determinação, de maneira geral, foram o linear, não passando pela origem, e o ajuste exponencial.

Das Figuras 4.6 e 4.7 pode-se observar o melhor ajuste dos índices K e α obtidos para o Furo 1, entre o SP05 e CPT02.

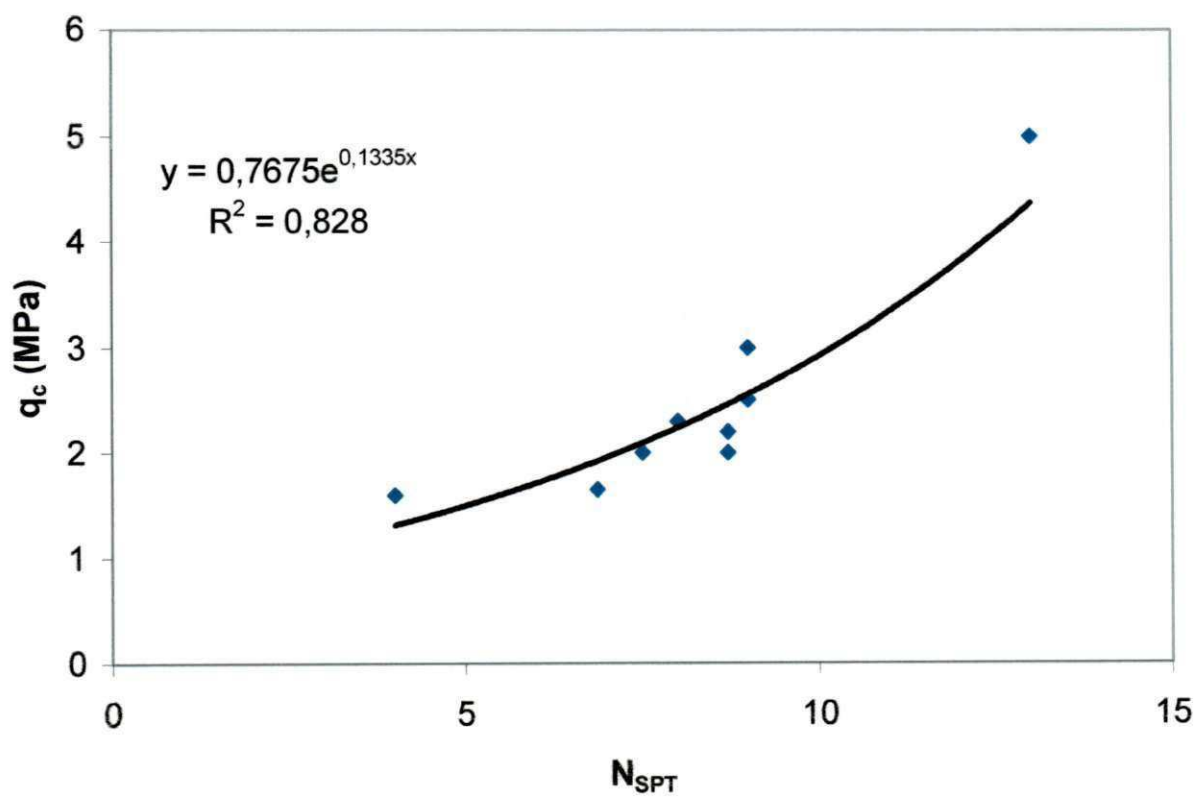


Figura 4.6 – Ajuste exponencial de K do Furo 1 (SP05xCPT02).

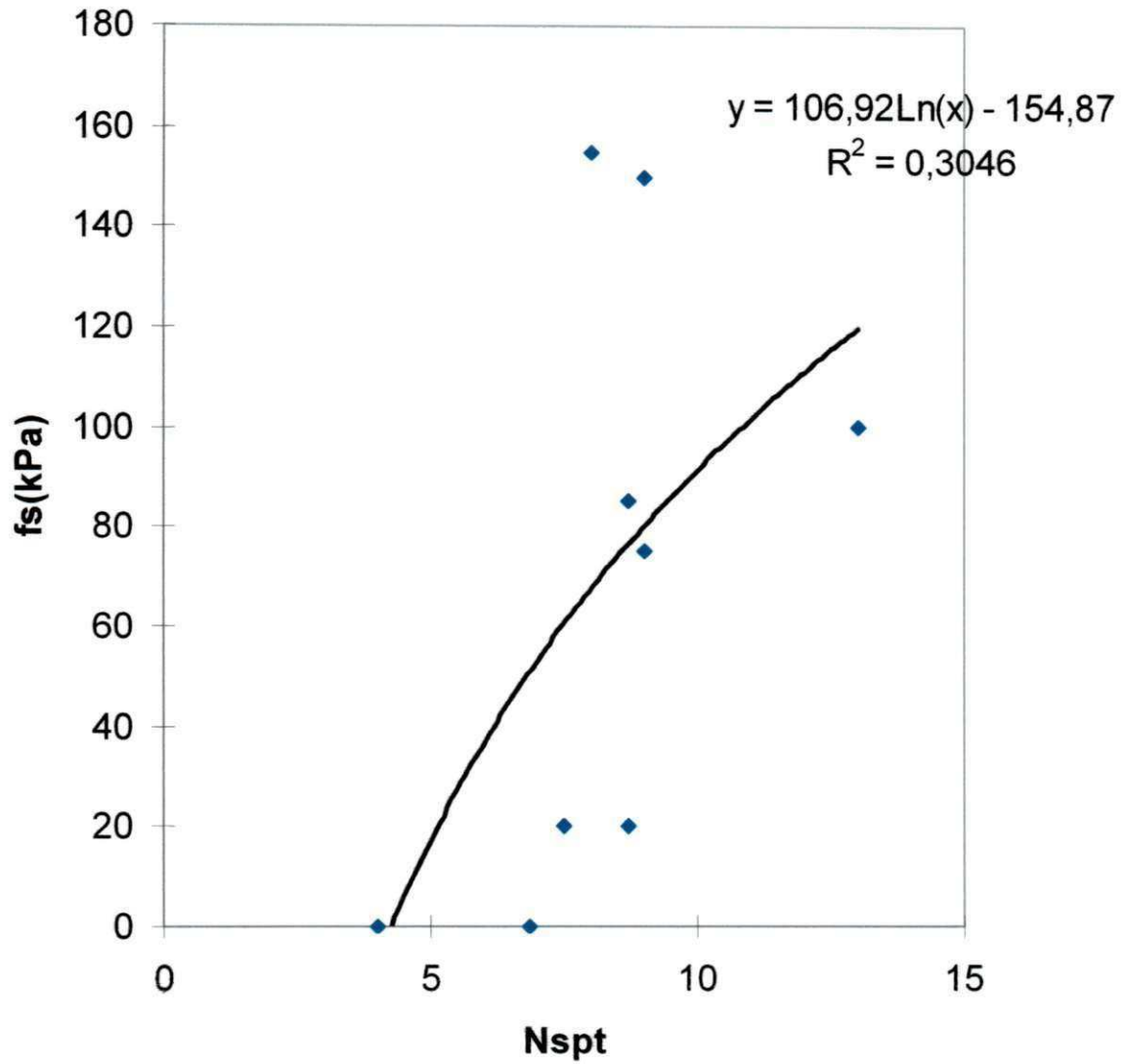


Figura 4.7 – Ajuste logarítmico de α do Furo 1 (SP05xCPT02).

Tabela 4.5 – Correlações para obtenção de K por comparação direta entre SPT e CPT.

| Furo 2 | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
|--------------------|----------------------------|--------------|--------|----------------|
| | | a | K | R ² |
| SP09 x CPT04A | $q_c = a + KN_{SPT}$ | -1,9861 | 0,7468 | 0,3680 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | -5,5615 | 5,1173 | 0,2577 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,7031 | 0,7130 | 0,4147 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 1,2024 | 0,0988 | 0,5498 |
| | Número de Amostras | 12 | | |
| Furo 3 | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
| SP10 x CPT04 | | a | K | R ² |
| | $q_c = a + KN_{SPT}$ | 1,6896 | 0,0968 | 0,5543 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 1,2410 | 0,6057 | 0,4882 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,2368 | 1,5038 | 0,4879 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 1,7960 | 0,0375 | 0,5438 |
| Número de Amostras | 9 | | | |
| Furo 4 | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
| SP11 x CPT05 | | a | K | R ² |
| | $q_c = a + KN_{SPT}$ | 2,1257 | 0,0211 | 0,0885 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 1,9826 | 0,1711 | 0,0565 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,0732 | 1,9703 | 0,0613 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 2,1007 | 0,0088 | 0,0906 |
| Número de Amostras | 15 | | | |
| Furo 5 | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
| SP19 x CPT08 | | a | K | R ² |
| | $q_c = a + KN_{SPT}$ | -1,9100 | 1,3446 | 0,7725 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | -3,1410 | 5,2048 | 0,6641 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 1,2742 | 0,5262 | 0,6733 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 0,7304 | 0,3231 | 0,7546 |
| Número de Amostras | 8 | | | |

.... continua

Tabela 4.5 – Continuação.

| Furo 6 | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
|------------------|----------------------------|--------------|--------|----------------|
| | | a | K | R ² |
| SP20 x CPT19 | $q_c = a + KN_{SPT}$ | 1,7648 | 0,1925 | 0,3474 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 0,9785 | 1,1972 | 0,3291 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,4645 | 1,2446 | 0,3642 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 1,6985 | 0,0738 | 0,3752 |
| | Número de Amostras | 12 | | |
| Furo 7 | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
| | | a | K | R ² |
| SP25 x CPT07 | $q_c = a + KN_{SPT}$ | 1,8868 | 0,0228 | 0,0777 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 1,2954 | 0,3651 | 0,1093 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,1774 | 1,3684 | 0,1122 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 1,8169 | 0,0114 | 0,0841 |
| | Número de Amostras | 15 | | |
| Furo 8 | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
| | | a | K | R ² |
| SP21 x CPT08A | $q_c = a + KN_{SPT}$ | 2,6845 | 0,0279 | 0,0049 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 1,9980 | 0,5114 | 0,5556 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,2117 | 1,7137 | 0,0915 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 2,1337 | 0,0205 | 0,0251 |
| | Número de Amostras | 16 | | |
| Furo 9 | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
| | | a | K | R ² |
| SP28 x CPT06 | $q_c = a + KN_{SPT}$ | 1,7286 | 0,0237 | 0,2898 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 1,5484 | 0,2004 | 0,2493 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,0942 | 1,6043 | 0,2661 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 1,7519 | 0,0109 | 0,2930 |
| | Número de Amostras | 13 | | |

Das Figuras 4.8 e 4.9 se pode observar as dispersões encontradas nos ajustes que produziram o melhor coeficiente de determinação e o mais baixo, respectivamente. Para o Furo 5, cabe ressaltar o reduzido número de amostras, o que faz com que o valor de R^2 , neste caso, não seja tomado como referência.

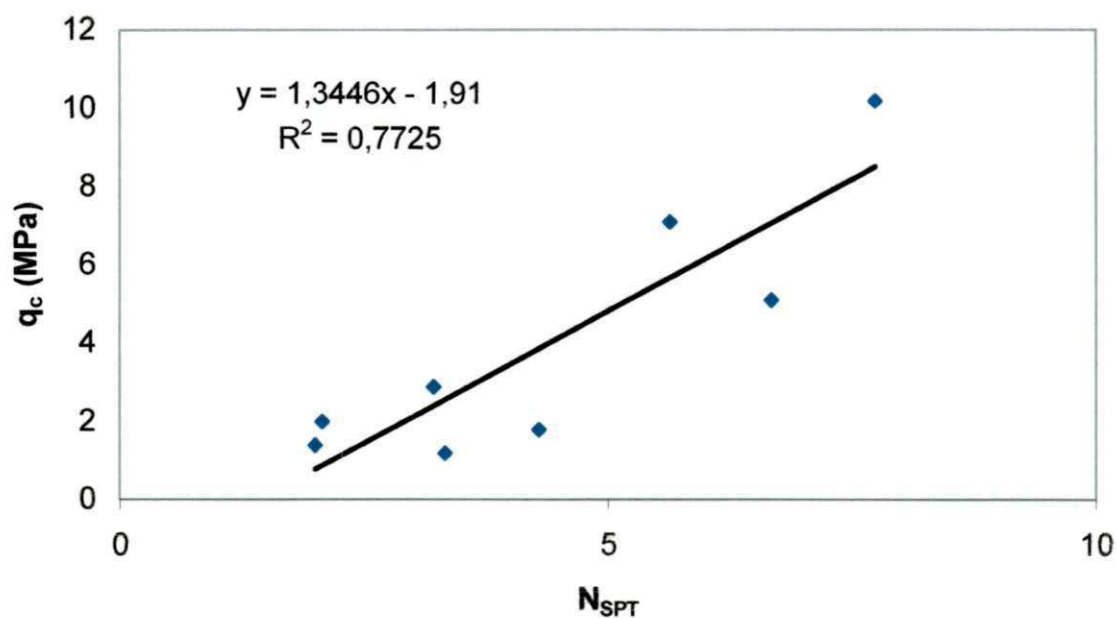


Figura 4.8 – Ajuste linear do Furo 5 (SP19xCPT08).

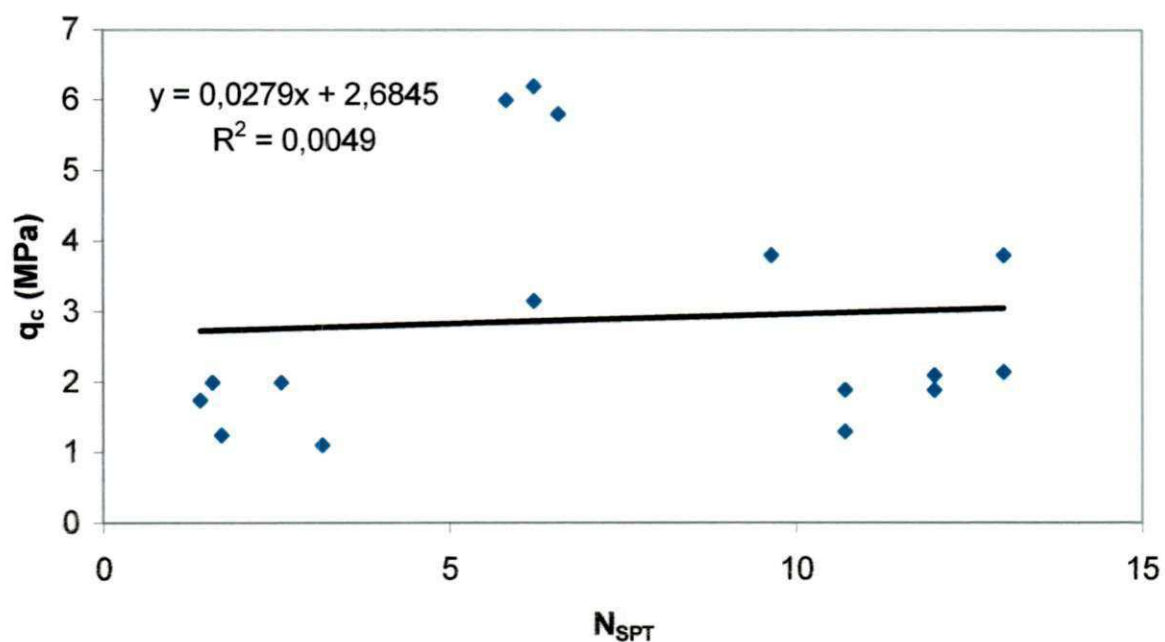


Figura 4.9 – Ajuste linear do Furo 8 (SP21xCPT08A).

Da Tabela 4.6 analisam-se alguns ajustes para a estimativa de K em função das camadas de solo observadas somente no perfil de sondagem SP05 x CPT02. Os valores de K são apenas indicativos, pois o número de dados disponíveis não é suficiente para uma análise mais consistente. Ainda assim, é possível observar que com base nos coeficientes de determinação obtidos, a camada de silte argiloso obteve maiores coeficientes de determinação que a camada de areia argilosa. Ao comparar os valores de K para silte argiloso apresentados nas Tabelas 4.2 e 4.6 observa-se que os resultados obtidos neste trabalho são aproximadamente o dobro daqueles encontrados na literatura.

Tabela 4.6 – Correlações para obtenção de K por camada entre os Furos SP05 e CPT02.

| | Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
|----------------|----------------------------|--------------|--------|----------------|
| | | a | K | R ² |
| Areia argilosa | $q_c = a + KN_{SPT}$ | 0,5108 | 0,2189 | 0,5967 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | -0,3026 | 1,2340 | 0,5101 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,5879 | 0,6511 | 0,5729 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 0,9643 | 0,1035 | 0,6605 |
| | Número de Amostras | 5 | | |
| Silte Argiloso | $q_c = a + KN_{SPT}$ | -2,8417 | 0,5985 | 0,9531 |
| | $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | -11,068 | 6,2259 | 0,9361 |
| | $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 1,8141 | 0,0464 | 0,9111 |
| | $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 0,5094 | 0,1744 | 0,9275 |
| | Número de Amostras | 4 | | |

Das Tabelas 4.7 e 4.8 observam-se os valores de K estimados com base em todos os furos de sondagens possíveis de correlação, levando-se em consideração as camadas de solo de areia argilosa e silte argiloso presentes no furo de sondagem próximo às estacas ensaiadas.

Da Tabela 4.7 observa-se que os resultados não alcançaram valores de coeficientes de determinação adequados e que os valores de R² situaram-se em torno de 0,06, representando que apenas cerca de 6% dos dados são explicados pelo ajuste.

O maior coeficiente de determinação foi o obtido pelo ajuste linear, e seu valor foi igual a $R^2 = 0,0727$.

Tabela 4.7 – Correlações para obter K para todos os furos SPT e CPT por comparação entre as camadas de areia argilosa para os diversos furos SPT e CPT próximos.

| Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
|----------------------------|--------------|--------|--------|
| | a | K | R^2 |
| $q_c = a + KN_{SPT}$ | 1,6590 | 0,0522 | 0,0727 |
| $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 1,4925 | 0,2772 | 0,0615 |
| $q_c = K(N_{SPT})^a$ | 0,1711 | 1,4288 | 0,0567 |
| $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 1,5874 | 0,0318 | 0,0652 |
| Número de Amostras | 39 | | |

A dispersão encontrada pode ser observada através da Figura 4.10, para o melhor resultado de regressão obtido, na camada de areia argilosa, que trata-se de um ajuste linear.

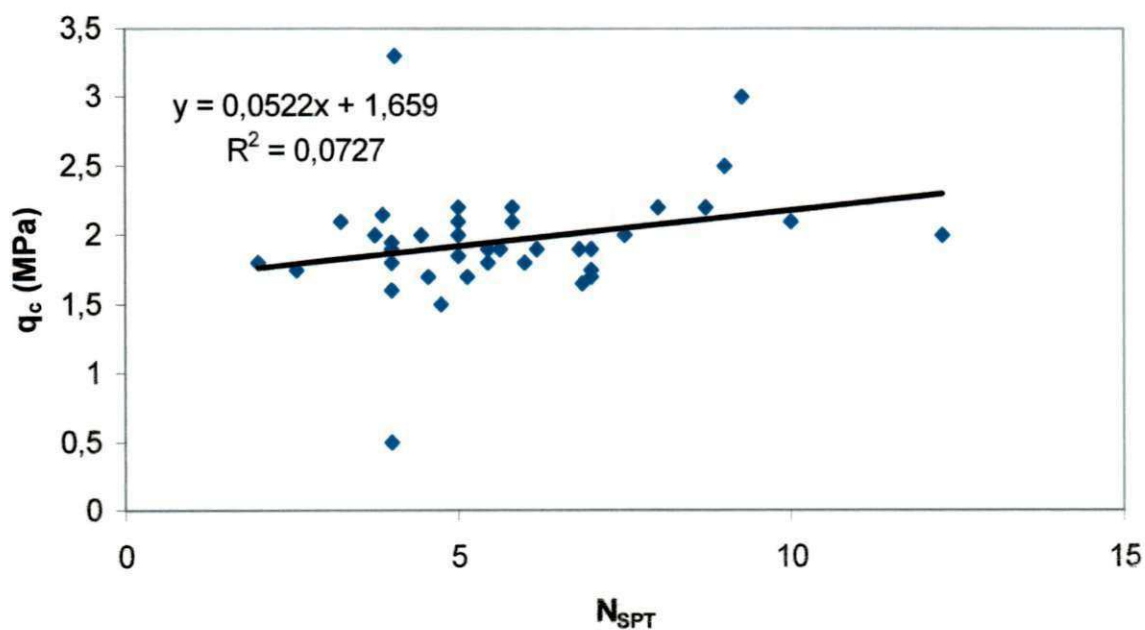


Figura 4.10 – Ajuste linear para a camada de areia argilosa.

Na Tabela 4.8 observa-se que também não foram obtidos grandes valores de coeficientes de determinação nos ajustes utilizados para a camada silte argilosa, não sendo possível a obtenção de um ajuste linear. O maior valor de R^2 foi igual a 0,0061, para a regressão logarítmica. Os valores dos coeficientes de determinação das regressões exponencial e potencial não explicam nem 0,5% dos dados ajustados, o que demonstra não serem adequados para o presente caso.

Tabela 4.8 – Correlações para obter K para todos os furos SPT e CPT por comparação entre as camadas silte argilosa para furos SPT e CPT próximos.

| Regressões (MPa) | Coeficientes | | |
|----------------------------|--------------|---------|--------|
| | a | K | R^2 |
| $q_c = a + KN_{SPT}$ | - | - | - |
| $q_c = K \ln(N_{SPT}) + a$ | 2,8956 | -0,1499 | 0,0061 |
| $q_c = K(N_{SPT})^a$ | -0,0377 | 2,6385 | 0,0030 |
| $q_c = ae^{KN_{SPT}}$ | 2,4316 | -0,0006 | 0,0001 |
| Número de Amostras | 39 | | |

Da Figura 4.11 se pode observar a grande dispersão dos dados coletados em comparação aos valores estimados através da regressão logarítmica. Convém ressaltar que no presente caso, da camada silto-argilosa, a regressão logarítmica foi a que produziu o melhor ajuste.

Com a finalidade de comparar os resultados de K obtidos neste campo experimental com os valores de K propostos por Aoki & Velloso (1975), são apresentados os valores de K médios na Tabela 4.9 para as camadas de areia argilosa e silte argiloso.

Os valores de K presentes na Tabela 4.9 foram obtidos através da Equação 4.1.

$$q_c = K.N_{SPT} \quad (4.1)$$

Onde:

N_{SPT} – Resistência à penetração do SPT;

q_c – resistência de ponta obtida do CPT.

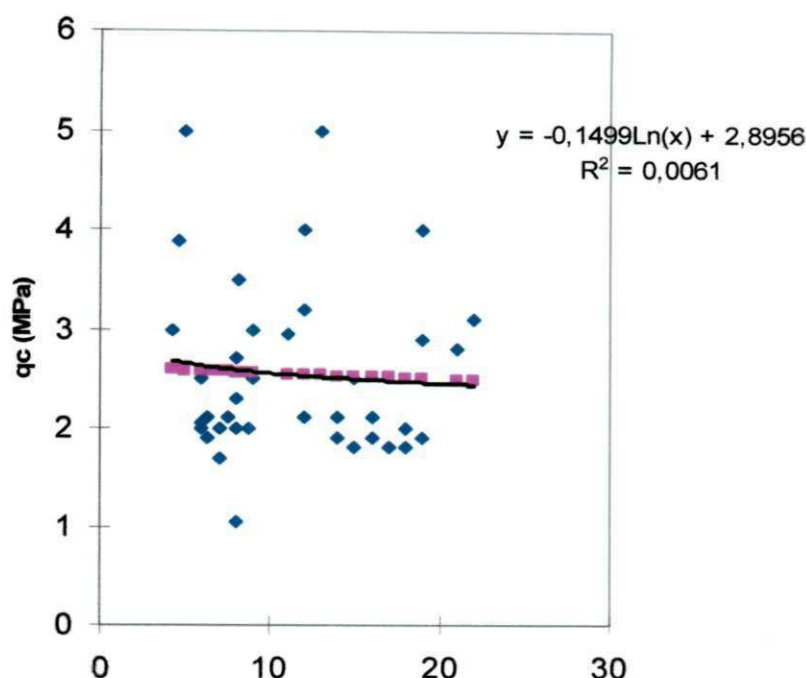


Figura 4.11 – Ajuste logarítmico para a camada de silte argilosa.

Da Tabela 4.9 observa-se que o valor obtido do índice K para a camada areia argilosa foi igual a 0,39MPa, com um desvio padrão igual a 0,16MPa. Este número quando comparado ao valor sugerido por Aoki & Velloso (1975), $K = 0,60\text{MPa}$, revela uma diferença de cerca de 35%. Convém esclarecer que pequenos enganos quanto à classificação dos solos através do exame táctil visual podem ocorrer, visto que a análise da granulometria deste solo mostra-se a presença marcante da fração argilosa, o que poderia alterar substancialmente o valor indicado por Aoki & Velloso (1975), que passaria de 0,60MPa para 0,35Mpa, na hipótese do solo ser classificado com argila arenosa.

Tabela 4.9– Valores de K médios obtidos diretamente com a aplicação da Equação 4.1.

| Camadas | K médio | desvio padrão | Amostras |
|----------------|---------|---------------|----------|
| Areia argilosa | 0,39 | 0,16 | 39 |
| Silte argiloso | 0,27 | 0,18 | 51 |

Para a camada de silte argiloso, não ocorre uma diferença tão acentuada como na primeira camada, visto que a diferença dos valores sugeridos para uma provável camada de

argila siltosa (no caso de inversão de classificação no exame táctil visual) implicaria numa diferença de 0,1MPa, pois os valores do índice K são de 0,23MPa e 0,22MPa, para solos silte argilosos e argilas siltosas, respectivamente.

Da Tabela 4.9 observa-se que para a camada de silte argiloso foi obtido um valor de K igual a 0,27MPa, porém, com um valor muito alto do desvio padrão (0,18MPa). Logo, o valor obtido, foi 0,04MPa superior ao recomendado por Aoki & Velloso (1975), que tem um valor sugerido de 0,23MPa, conseqüentemente, os valores encontrados representam valores 17,4% maiores.

Nota-se dos resultados obtidos, que para ambas as camadas, os valores de desvio padrão estiveram relativamente altos, e na mesma ordem de grandeza.

Na Tabela 4.10 são apresentadas as correlações para a estimativa de α^* em função de todos os pares de furos possíveis de correlação. A partir da Tabela 4.10 observa-se que, de uma maneira geral, não foram obtidos valores de coeficientes de determinação entre o valor da resistência à penetração do SPT e a resistência ao atrito do CPT superiores a 0,7665.

As melhores correlações obtidas foram os Furos SP09xCPT04A com coeficientes de determinação variando de $R^2 = 0,7053$ à $R^2 = 0,7300$, para os ajustes linear e logarítmico, respectivamente.

Observa-se também pelos resultados da Tabela 4.10 que não foi possível estabelecer correlações para os ajustes exponencial e potencial para nenhum furo.

Excetuando-se o Furo SP19 x CPT08, todos os ajustes obtidos resultaram em valores de coeficientes de determinação abaixo de 0,7000.

Diante desses resultados alcançados, buscou-se correlacionar o coeficiente α^* , levando em consideração as camadas presentes no solo, conforme apresentado na Tabela 4.11.

Tabela 4.10 – Correlações para obtenção de α^* por comparação direta entre furos SPT e CPT.

| Furo 2 | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
|------------------|-----------------------------------|--------------|------------|--------|
| | | b | α^* | R^2 |
| SP09 x CPT04A | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | 4,6315 | 12,833 | 0,7053 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -93,3340 | 106,940 | 0,7300 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 12 | | |
| Furo 3 | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
| | | b | α^* | R^2 |
| SP10 x CPT04 | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | -30,326 | 15,070 | 0,5954 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -116,460 | 103,560 | 0,6327 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 9 | | |
| Furo 4 | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
| | | b | α^* | R^2 |
| SP11 x CPT05 | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | 52,443 | 3,4689 | 0,1669 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | 3,7646 | 39,5960 | 0,2121 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 15 | | |
| Furo 5 | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
| | | b | α^* | R^2 |
| SP19 x CPT08 | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | -51,764 | 19,837 | 0,7665 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -72,712 | 78,830 | 0,6945 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 8 | | |

.... continua

Tabela 4.10 – Continuação.

| Furo 6 | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
|------------------|-----------------------------------|--------------|------------|--------|
| | | b | α^* | R^2 |
| SP20 x CPT19 | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | -37,331 | 9,4260 | 0,6030 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -58,153 | 48,206 | 0,3866 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 12 | | |
| Furo 7 | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
| | | b | α^* | R^2 |
| SP25 x CPT07 | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | 39,631 | 4,7743 | 0,3158 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -78,019 | 73,873 | 0,4160 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 15 | | |
| Furo 8 | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
| | | b | α^* | R^2 |
| SP21 x CPT08A | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | -12,878 | 9,5128 | 0,6328 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -32,082 | 50,7920 | 0,6172 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 16 | | |
| Furo 9 | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
| | | b | α^* | R^2 |
| SP28 x CPT06 | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | 21,007 | 4,1634 | 0,2859 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -34,331 | 45,888 | 0,4184 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 13 | | |

Tabela 4.11 – Correlações para obter α^* para todos os furos SPT e CPT por comparação entre as camadas presentes no solo.

| Camadas | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
|----------------|-----------------------------------|--------------|------------|----------------|
| | | b | α^* | R ² |
| Areia argilosa | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | -1,5453 | 4,2425 | 0,0848 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | -16,4660 | 23,3530 | 0,0772 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | - | - | - |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 39 | | |
| Silte argiloso | $f_s = b + \alpha^* N_{SPT}$ | 126,1500 | -0,1647 | 0,0004 |
| | $f_s = \alpha^* \ln(N_{SPT}) + b$ | 135,6400 | -4,726 | 0,0078 |
| | $f_s = \alpha^* (N_{SPT})^b$ | -0,0701 | 140,02 | 0,0217 |
| | $f_s = be^{\alpha^* N_{SPT}}$ | 122,3000 | -0,0027 | 0,0137 |
| | Número de Amostras | 39 | | |

Através da Tabela 4.12 pode-se observar o valor do índice α^* médio obtido de maneira direta pela Equação 4.2. para as camadas de areia argilosa e silte argiloso.

$$f_s = \alpha^* N_{SPT} \quad (4.2)$$

Tabela 4.12– Valores médios de α obtidos diretamente com aplicação da Equação 4.2.

| Camadas | α^* médio | desvio padrão | Amostras |
|----------------|------------------|---------------|----------|
| Areia argilosa | 3,9378 | 5,1138 | 39 |
| Silte argiloso | 12,8535 | 7,2988 | 51 |

Da Tabela 4.12 observa-se que os valores obtidos de α^* para as camadas de areia argilosa e silte argiloso são respectivamente 3,9378 e 12,8535. Os desvios padrões obtidos são muito altos, principalmente na camada de areia argilosa.

Diante desses resultados alcançados, buscou-se correlacionar o coeficiente α diretamente com os dados de CPT, de acordo com a Equação 4.3.

$$f_s = \alpha \cdot q_c \quad (4.3)$$

onde:

α – o coeficiente de transformação;

q_c – resistência de ponta obtida do CPT;

f_s – a resistência ao atrito lateral.

Na Tabela 4.13 são mostrados os valores de α obtidos para o Furo SP05 x CPT02, e também para os demais furos, levando em consideração os 2 tipos de solo presentes no Furo SPT05.

Tabela 4.13 – Correlações usadas para obtenção de α com dados do CPT.

| Camada | Regressões (kPa) | Coeficientes | | |
|-------------------|-----------------------------|--------------|----------|----------------|
| | | a | α | R ² |
| Areia Argilosa | $f_s = a + \alpha q_c$ | -38,723 | 0,0314 | 0,1738 |
| | $f_s = \alpha \ln(q_c) + a$ | -290,300 | 41,440 | 0,1255 |
| | $f_s = \alpha q_c^a$ | - | - | - |
| | $f_s = ae^{\alpha q_c}$ | - | - | - |
| | Número de Amostras | 39 | | |
| Silte Argiloso | $f_s = a + \alpha q_c$ | 102,73 | 0,0078 | 0,0392 |
| | $f_s = \alpha \ln(q_c) + a$ | -137,02 | 33,3430 | 0,0778 |
| | $f_s = \alpha q_c^a$ | 103,62 | 0,00004 | 0,0153 |
| | $f_s = ae^{\alpha q_c}$ | 0,2313 | 19,1100 | 0,0471 |
| | Número de Amostras | 51 | | |

A partir dos resultados mostrados na Tabela 4.13 observa-se que os coeficientes de determinação foram relativamente superiores aos valores mostrados na Tabela 4.12, porém,

mesmo assim o maior coeficiente de determinação foi igual a 0,1738, que ainda é um valor sem significância.

Diante desses resultados buscou-se correlacionar o coeficiente α pela Equação 4.3, conforme a Tabela 4.14.

Tabela 4.14– Valores médios de α obtidos diretamente com a aplicação da Equação 4.3.

| Camadas | α médio | desvio padrão | Amostras |
|----------------|----------------|---------------|----------|
| Areia argilosa | 0,01060 | 0,01406 | 39 |
| Silte argiloso | 0,05149 | 0,01845 | 51 |

Pelos resultados observados na Tabela 4.14, tem-se que o coeficiente α para a camada de areia argilosa foi de 1,06%, enquanto os valores recomendados por Aoki & Velloso (1975) para esta camada é de 3,0% o que representa um valor 2 vezes maior que o valor obtido em campo.

Para a camada silte – argilosa obteve-se um valor do coeficiente α igual a 5,15%, enquanto os valores recomendados por Aoki & Velloso (1975) é de 3,4%. Isto representa uma diferença de 151,5% a mais do valor encontrado em campo, em relação aos valores sugeridos por Aoki & Velloso (1975).

Por todos os resultados obtidos para os coeficientes K e α ou α^* observa-se que os valores obtidos, neste caso, não se relacionam de maneira satisfatório aos dados de N_{SPT} . E houve grandes disparidades dos resultados alcançados para as camadas de areia – argilosa e silte – argiloso.

4.3. Capacidade de Carga das Estacas

A partir dos resultados das provas de carga em estacas mostrados na Figura 4.12, estimou-se que a capacidade de carga das estacas C1 e C2 seria de aproximadamente 900 kN. Estas estacas possuem comportamentos semelhantes quando ensaiadas sob teor de umidade natural.

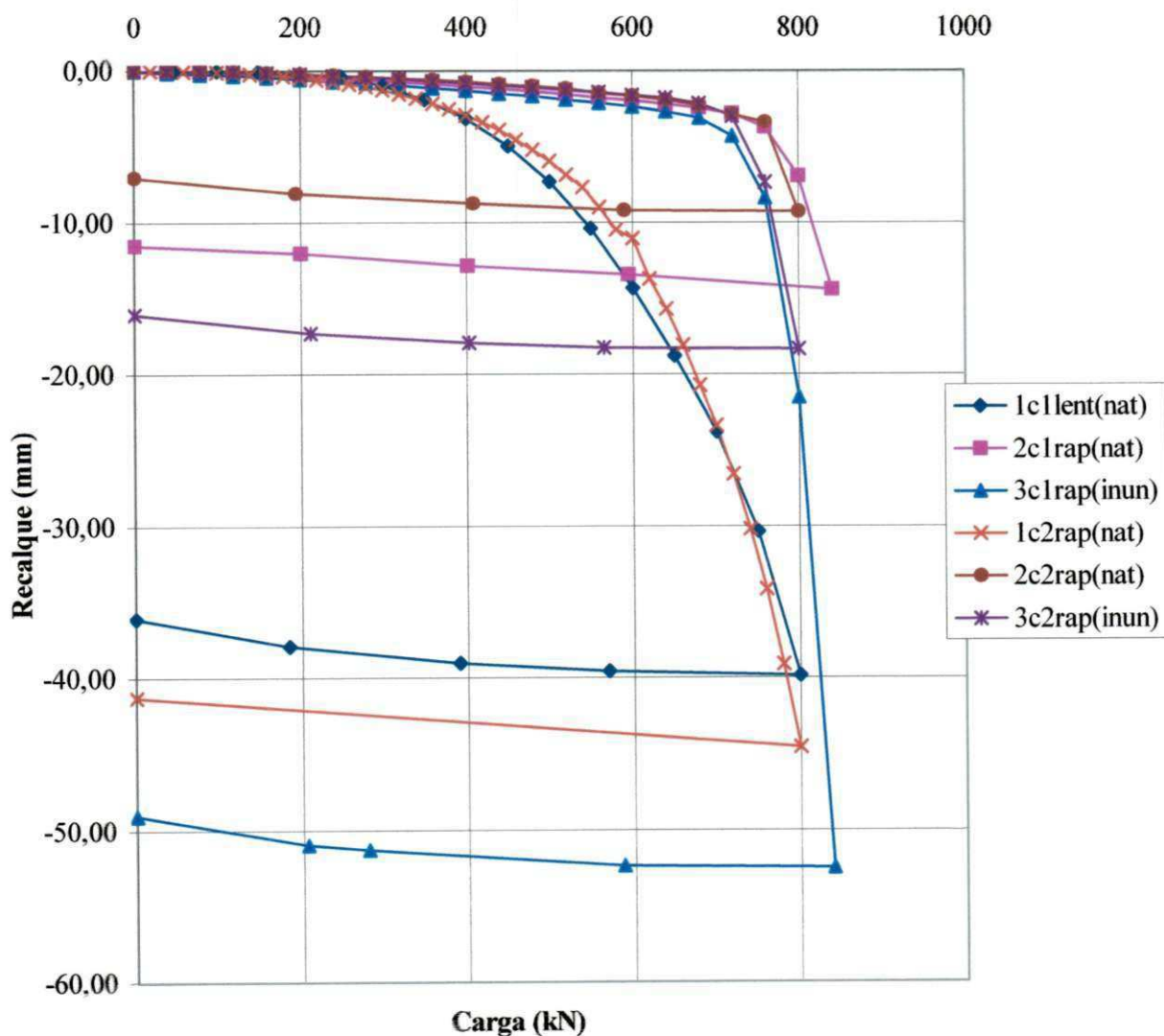


Figura 4.12 – Curva carga-recalque das provas de carga realizadas.

Na Figura 4.12 observa-se que a prova de carga 1C1LENT(NAT) e a prova de carga 1C2RAP(NAT) possuem comportamentos semelhantes e com pouca variação entre os valores obtidos. O valor da capacidade de carga de ambas as provas de carga pelo método de

extrapolação proposto por Van der Veen (1953) foi igual a 900kN. O recalque residual da prova de carga 1C1LENT(NAT) foi igual a 37,48mm, enquanto na prova de carga 1C2RAP(NAT) foi obtido um valor igual a 41,28mm, ou seja, com uma diferença percentual de recalque residual de 9,21%.

As demais provas de carga tiveram comportamentos semelhantes entre si, com um aspecto de ruptura generalizada, atingindo uma resistência de pico, para deslocamentos em torno de 4mm e com diferenças mais nítidas entre as mesmas somente após uma carga de 750kN.

Este tipo de comportamento em uma prova de carga com deslocamentos menores para as mesmas cargas dos carregamentos anteriores, indica um aumento de rigidez do sistema estaca-solo, podendo ser explicado pela carga residual aprisionada na ponta da estaca, gerada por ocasião de carregamentos anteriores, fato este já constatado por Décourt (1989) e Massad (1991), além de Orlando (2001) para modelos físicos em areias.

Para a prova de carga 2C1RAP(NAT), observa-se que os recalques obtidos até à faixa de 700kN estiveram abaixo de 3,5mm e resultaram num recalque residual de 11,54mm, com uma carga última estimada através do critério de Van der Veen (1953), em 860kN.

O resultado da prova de carga 2C1RAP(NAT), em termos de capacidade de carga, é ligeiramente inferior à primeira prova de carga nesta estaca C1, que foi a prova de carga 1C1LENT(NAT). A diferença foi provavelmente por não haver tempo suficiente para ocorrer o processo de cicatrização, visto que o segundo carregamento desta estaca foi realizado 1 hora após do término do primeiro, o que pode ter influenciado nos valores da capacidade de carga.

Para a prova de carga 3C1RAP(INUND), observa-se da Figura 4.12 que sua capacidade de carga foi reduzida pela inundação previamente provocada. Esta prova de carga obteve um valor estimado de carga última igual a 740kN.

Com relação à prova de carga 2C2RAP(NAT), observa-se da Figura 4.12 que seu comportamento se assemelha à prova de carga 2C1RAP(NAT), porém, o valor da capacidade de carga estimado (Van der Veen, 1953) mostrou um valor de cerca de 80kN a mais que a prova de carga 2C1RAP(NAT), além dos recalques residuais da prova de carga 2C2RAP(NAT) resultar num valor igual a 7,03mm, enquanto a prova de carga

2C1RAP(NAT) resultou em um recalque residual de 4,51mm maior que o da prova de carga 2C2RAP(NAT).

O comportamento da prova de carga 3C2RAP(INUND) à luz apenas da Figura 4.12 parece se assemelhar mais à prova de carga em umidade natural do que a prova de carga da estaca C1 em condição inundada. Porém, os resultados da extrapolação do valor da carga última de ambas, em condições inundadas mostraram nas duas estacas o mesmo valor (740kN).

Da Figura 4.13 se pode observar detalhadamente a influência da velocidade do carregamento nos resultados das provas de carga 1C1LENT(NAT) e 2C1RAP(NAT), da estaca C1, cujas provas de carga foram realizadas com velocidades de carregamento lenta e rápida, respectivamente.

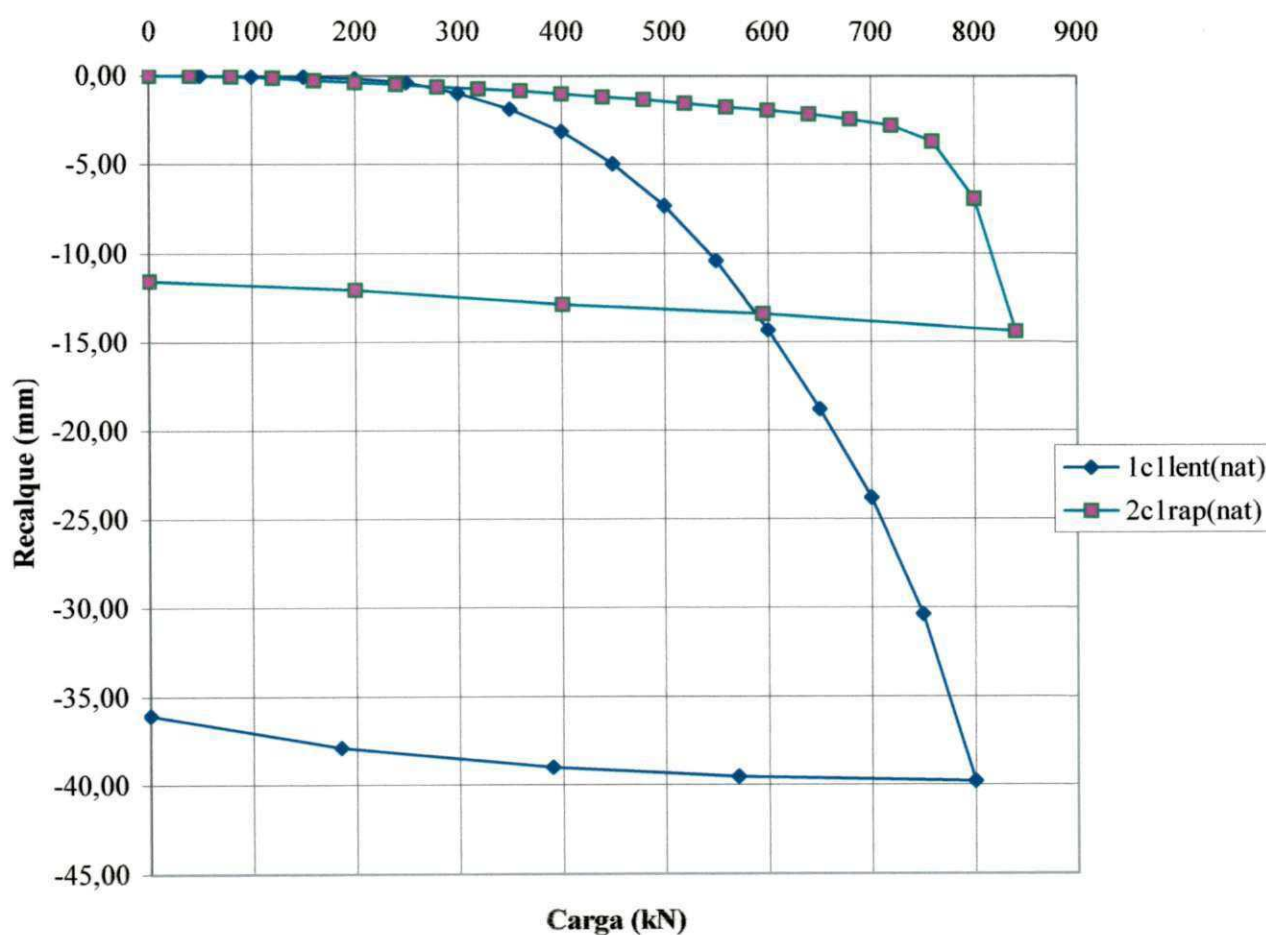


Figura 4.13 – Influência da velocidade do carregamento na estaca C1.

Analizando-se a Figura 4.13 observa-se que a velocidade do carregamento influenciou na magnitude dos recalques medidos na estaca C1. Os recalques observados na prova de carga lenta foram maiores que os recalques da prova de carga rápida, o que já era esperado. Também se observa que houve uma pequena variação no valor da carga última estimada pelo método de Van der Veen (1953), obtendo-se os valores de 900kN e 860kN nas provas de carga lenta e rápida, respectivamente, o que demonstra uma diferença percentual de 4,44% em relação à prova de carga lenta.

Convém lembrar novamente que o tempo entre uma prova de carga e outra, para esta estaca, foi de 1 hora, pois a prova de carga 1C1LENT(NAT) teve início às 22:00 horas do dia 29/12/2000, com uma duração de 42 horas, e a prova de carga 2C1RAP(NAT) teve início às 07:00 horas do dia 31/12/2000, ou seja, 43 horas após o início da primeira prova de carga. Assim, este fato pode influenciar diretamente nas cargas alcançadas e na rigidez do sistema estaca-solo devido ao aprisionamento de carga em carregamentos sucessivos.

Pode-se observar que o comportamento da prova de carga 1C2RAP(NAT), a prova de carga rápida sobre a estaca C2, apresenta um comportamento semelhante à prova de carga 1C1LENT(NAT), que é do tipo lenta, conforme mostrado na Figura 4.14.

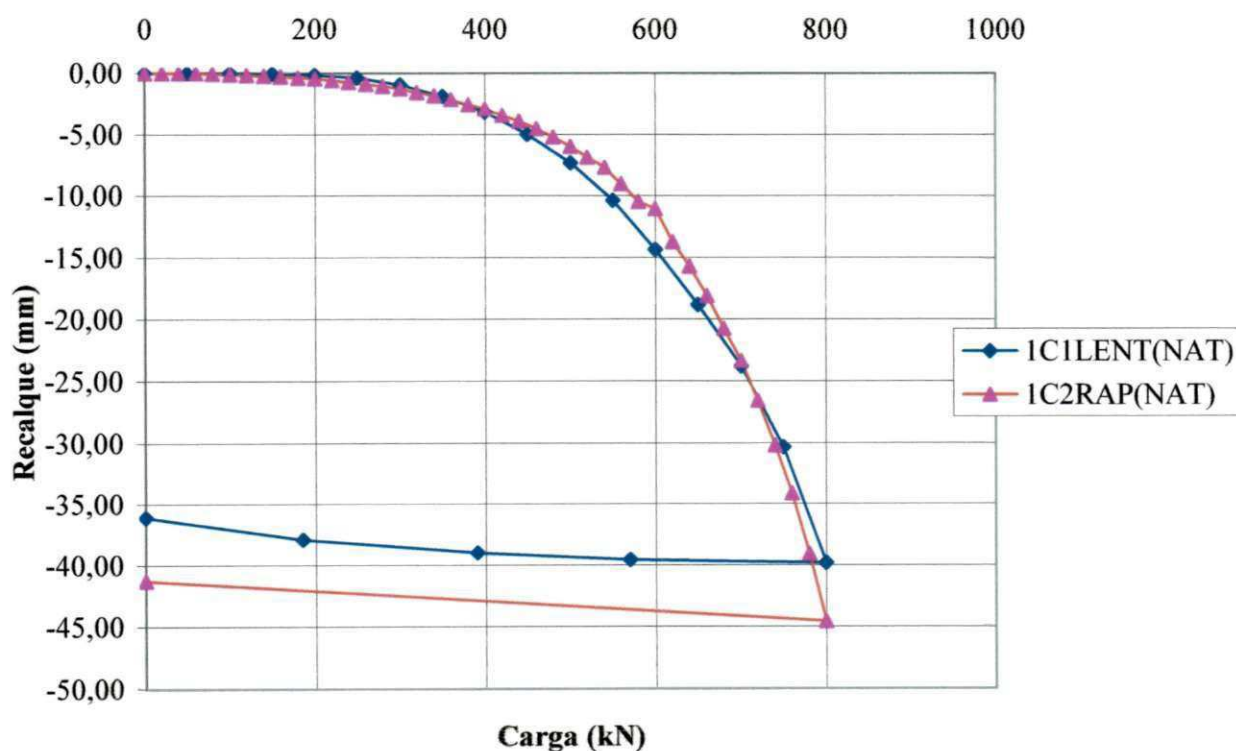


Figura 4.14 – Semelhanças entre as provas de cargas 1C1LENT(NAT) e 1C2RAP(NAT).

Este comportamento semelhante deve-se ao fato de ambas as provas de carga serem o primeiro carregamento das estacas C1 e C2 e que não há influência do aprisionamento de carga nestes carregamentos, logo a rigidez dessas estacas é semelhante. Este comportamento leva a crer que, quanto ao valores de carga última, o fato da prova de carga ser lenta ou rápida não acarretou grandes diferenças. Convém esclarecer que o fator tempo nestas duas provas de carga não teve influência, pois houve uma diferença de 6 dias entre uma prova de carga e outra.

A partir da Tabela 4.15 se pode observar os valores de carga última obtidos em todas as provas de carga realizadas através do método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953). Observa-se que a estaca C1, na prova de carga rápida, com umidade natural teria uma carga de 860kN, enquanto que para a estaca C2 seriam de 900kN a 940kN. Para as provas de carga com inundação prévia, observa-se uma diminuição na capacidade de carga para um valor em torno de 740kN.

Tabela 4.15 – Resultados das provas de carga extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953).

| Estaca | Condição do solo | Tipo de Carregamento | extrapolação por Van der Veen (1953), (kN) |
|---------------|------------------|----------------------|--|
| 1C1LNT(NAT) | Natural | Lento | 900,00 |
| 2C1RAP(NAT) | Natural | Rápido | 860,00 |
| 3C1RAP(INUND) | Inundada | Rápido | 740,00 |
| 1C2RAP(NAT) | Natural | Rápido | 900,00 |
| 2C2RAP(NAT) | Natural | Rápido | 940,00 |
| 3C2RAP(INUND) | Inundada | Rápido | 740,00 |

Diante dos resultados da Tabela 4.15, em relação à prova de carga inundada, observa-se que para a estaca C1 houve uma redução na capacidade de carga de 120kN, que corresponde a um valor 13,9% menor que a prova de carga em umidade natural com carregamento rápido.

Conforme mostrado na Figura 4.15, o comportamento do sistema solo-estaca apiloada com velocidade de carregamento rápida, diante do aumento do grau de saturação, provocado pela inundação da estaca antes do ensaio, não acarretou grandes alterações nos resultados da prova de carga para valores abaixo de 650 kN. Porém, para valores de cargas acima de 700kN houve um aumento significativo nos valores dos recalques, obtendo-se recalques na prova de carga previamente inundada da ordem de 2 e 4 vezes maiores que as provas de carga em estacas com umidade natural, para as estacas C2 e C1, respectivamente.

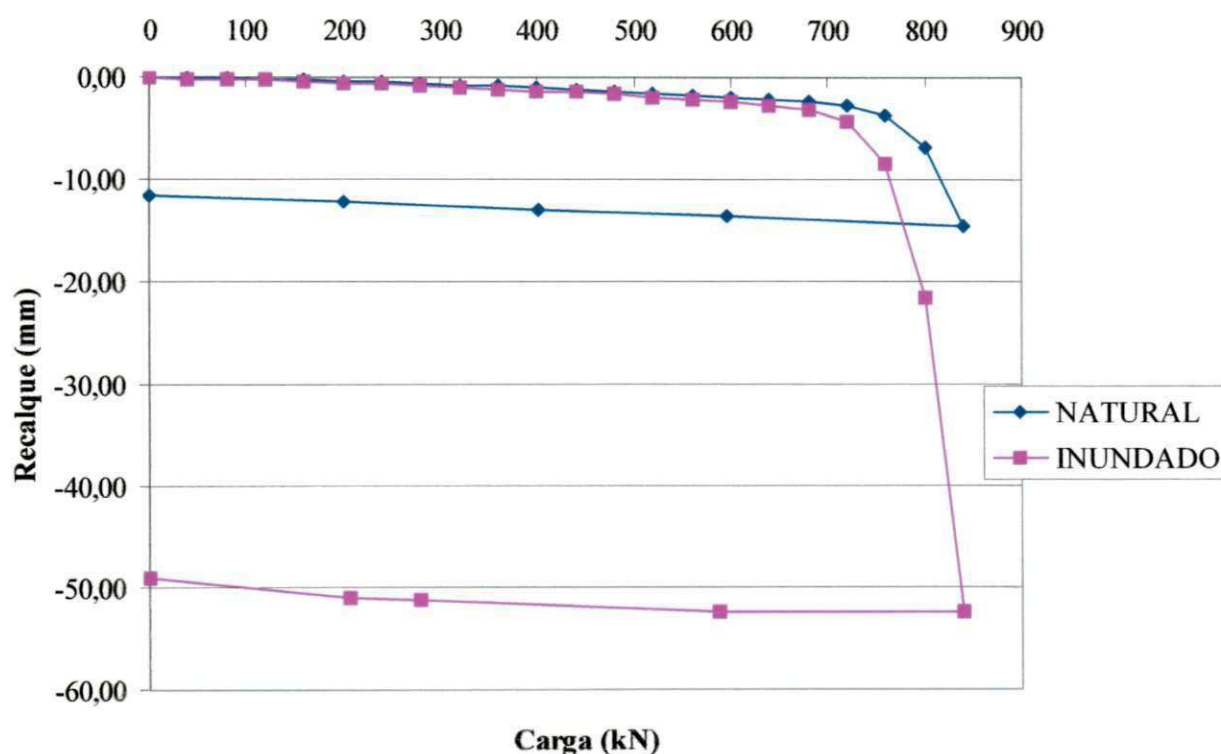


Figura 4.15 – Comparação das curvas carga-recalque da estaca C1, na condição de umidade natural e com o solo pré-inundado com velocidade de carregamento rápida.

Ainda com base nos resultados mostrados na Tabela 4.15 e na Figura 4.16, observa-se que existem dois valores distintos para a capacidade de carga da estaca C2 para o carregamento rápido, que foram 900kN, para a prova de carga 1C2RAP(NAT) e 940 kN, para a prova de carga 2C2RAP(NAT). Neste caso, utiliza-se para fins de comparação, o valor

médio dessas duas provas de carga, que é igual a 920kN. Logo, para este valor, observou-se uma diminuição da capacidade de carga de cerca de 180kN, o que representa 19,6%.

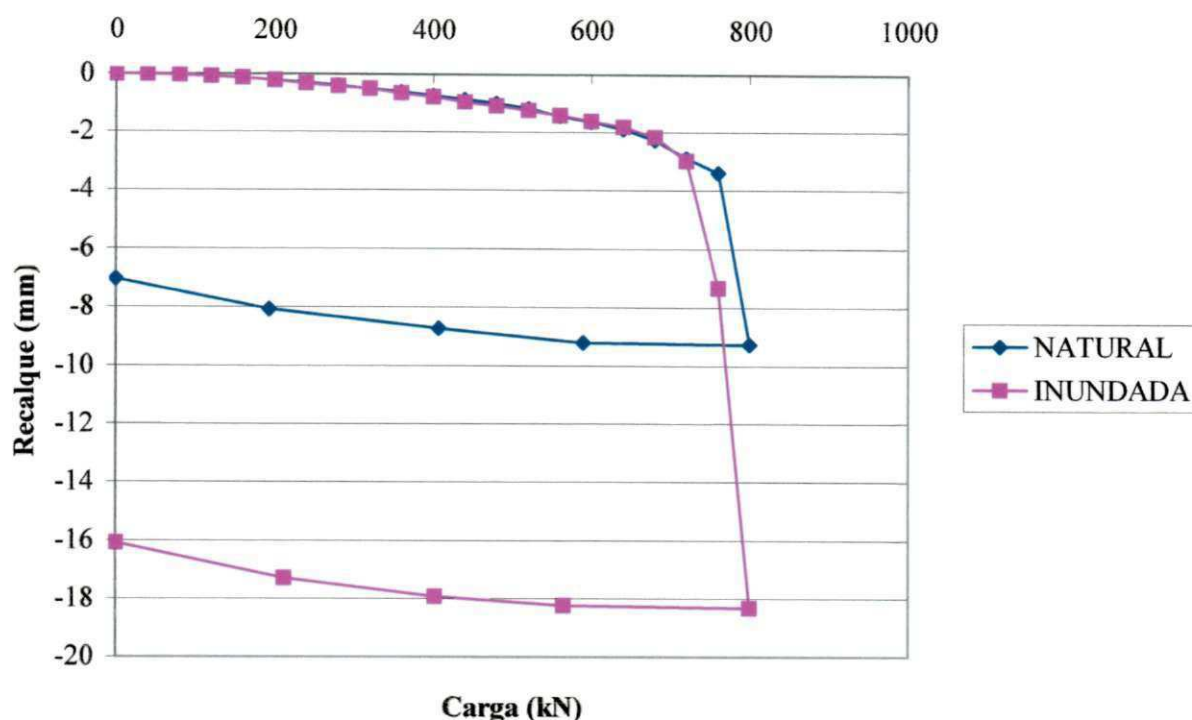


Figura 4.16 – Comparação das curvas carga-recalque da estaca C2, na condição de umidade natural e com o solo pré-inundado com velocidade de carregamento rápida.

Os efeitos da inundação nos recalques foram notadamente mais significativos na estaca C1 do que na estaca C2. Quanto às extrapolações da carga última estimadas pelo método de Van der Veen (1953), foi observado uma maior diferença percentual na estaca C2. A diferença entre os recalques residuais na estaca C1 foi igual a 37,48mm, enquanto na estaca C2 foi em torno de 9,04mm.

4.4. Capacidade de Carga Através de Métodos Semi-Empíricos

Para efeito de verificação dos métodos semi-empíricos de dimensionamento, foram realizadas algumas comparações com os resultados das provas de carga. Os resultados das provas de carga das estacas C1 e C2 com carregamento rápido (visto que para o carregamento lento só havia dados da estaca C1) foram comparados com as previsões obtidas pelos

métodos: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Teixeira (1996), Philiponat (1980) e Bustamante & Gianeseli (1982), além do método teórico para solos arenosos e argilosos e os valores médios obtidos nestes dois casos. A Tabela 4.16 mostra os resultados obtidos, bem como os parâmetros empregados.

Tabela 4.16 – Resultados da aplicação dos métodos semi-empíricos e das provas de carga da estaca C1.

| Método | R_p (kN) | R_l (kN) | R_t (kN) | Coefficientes | Observação |
|--|---------------|---------------|---------------|--|--------------------------------|
| Aoki-Velloso (1) | 80,13 | 147,25 | 227,38 | F1=3;F2=6 | dados de SPT |
| Aoki-Velloso (2) | 106,84 | 196,34 | 303,18 | F1=2,25;F2=4,5 | dados de SPT |
| Aoki-Velloso (3) | 137,37 | 252,43 | 389,80 | F1=1,75;F2=3,5 pré-moldada | dados de SPT |
| Aoki-Velloso (4) | 134,00 | 80,36 | 214,36 | F1=3;F2=6 | dados de CPT (q_c e f_s) |
| Aoki-Velloso (5) | 178,67 | 107,14 | 285,81 | F1=2,25;F2=4,5 | dados de CPT (q_c e f_s) |
| Aoki-Velloso (6) | 229,71 | 137,75 | 367,46 | F1=1,75;F2=3,5 pré-moldada | dados de CPT (q_c e f_s) |
| Aoki-Velloso (7) | 134,00 | 214,63 | 348,63 | F1=3;F2=6 | dados de CPT (q_c) |
| Aoki-Velloso (8) | 178,67 | 286,18 | 464,85 | F1=2,25;F2=4,5 | dados de CPT (q_c) |
| Aoki-Velloso (9) | 229,71 | 367,94 | 597,65 | F1=1,75;F2=3,5 pré-moldada | dados de CPT (q_c) |
| Decourt-Quaresma (1) | 96,48 | 184,61 | 281,09 | $\alpha=0,60$; $\beta=0,65$ | dados de SPT |
| Decourt-Quaresma (2) | 160,80 | 284,01 | 444,81 | pré-moldada | dados de SPT |
| Teixeira (1996) | 128,64 | 267,74 | 396,38 | pré-moldada | dados de SPT |
| Philiponat (1980) | 233,16 | 334,54 | 567,70 | - | dados de CPT |
| Bustamante & Gianeselli (1982) | 133,26 | 529,29 | 662,55 | - | dados de CPT |
| Teórico – argila | 41,35 | 215,11 | 256,46 | $C_p = 44,5$ kPa $C_{fuste} = 29,2$ kPa | Amostras indeformadas |
| Teórico – areia | 489,04 | 257,27 | 746,31 | $\Phi = 31,4^\circ$ | Amostras indeformadas |
| Teórico – média | 265,20 | 236,19 | 501,39 | - | - |
| Prova de carga umidade natural tipo rápida (C1) | - | - | 860,00 | - | - |
| Prova de carga umidade natural tipo rápida (C2), média | - | - | 920,00 | - | - |

Aoki - Velloso (n) – representa as diversas variações dos coeficientes de transformações e dos dados utilizados;

Decourt - Quaresma (n) – representa as duas variações do método original;

R_l – parcela de atrito lateral;

R_p – parcela de resistência de ponta;

R_t – a soma das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta;

C_p – coesão da região da ponta da estaca;

C_{fuste} – coesão média ao longo do fuste;

Φ – ângulo de atrito interno médio ao longo do fuste.

Os valores de K e α empregados no método Aoki & Velloso (1975) foram os seguintes:

- Para a camada de areia argilosa – $K = 0,60\text{MPa}$ e $\alpha = 3,0\%$;
- Para a camada de silte – argiloso – $K = 0,23\text{MPa}$ e $\alpha = 3,4\%$.

As capacidades de carga da ponta e do atrito laterais foram diretamente avaliadas em função de q_c e f_s do ensaio de CPT para os métodos: Aoki & Velloso (1975), Philipponat (1980) e Bustamante & Gianesselli (1982), bem como através de correlações com dados do SPT, no método de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

Segundo Giacheti & Queiroz (2000), devido aos métodos semi-empíricos desenvolvidos para a previsão do comportamento de estacas com dados do ensaio de cone serem em geral desenvolvidos com cone mecânicos, como é o caso do método Aoki-Velloso (1975), a extrapolação dos valores de f_s para cones elétricos pode acarretar diferenças nos valores do atrito lateral que, segundo De Ruiter (1971), podem atingir o dobro dos valores obtidos através de cones elétricos.

Devido a essas diferenças entre os cones elétrico e mecânico, adotaram-se duas maneiras para a previsão da capacidade de carga através dos dados de CPT: primeiramente, adotou-se somente os dados de q_c e estimando os valores de f_s com base no q_c e no tipo do solo, conforme a Equação 4.3, e posteriormente adotou-se os dados de q_c e f_s obtidos diretamente dos ensaios de CPT.

No método de Aoki & Velloso (1975), utilizam-se coeficientes F1 e F2 que são fatores de transformação que englobam o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), conforme lembram Cintra & Aoki (1999).

Como os coeficientes F1 e F2 são parâmetros relacionados ao processo executivo da estaca, foram utilizados em um primeiro momento os coeficientes recomendados por Alonso (1991) e Aoki & Alonso (1992), para estacas escavadas (F1=3 e F2=6).

Segundo Aoki (1976), dependendo do maior ou menor grau de perturbação introduzido no terreno pelo processo executivo empregado, o valor de F2 varia de 4,5 a 10,5 (e $F2 = 2F1$), sendo o menor valor empregado quanto maior for a perturbação na introdução da estaca no solo de fundação.

Sabendo-se que a estaca ensaiada era do tipo apiloada, o que ocasiona uma grande perturbação ao solo, utilizou-se também para a estimativa de capacidade de carga das estacas os valores limites dos coeficientes de transformação sugeridos por Aoki (1976), sendo $F1=2,25$ e $F2 = 4,5$.

Para as estacas apiloadas, considerando-se que o seu processo executivo apresenta algumas das propriedades das estacas de deslocamento, utilizou-se também os coeficientes recomendados para estacas pré-moldadas $F1 = 1,75$ e $F2 = 3,5$.

Para o método Décourt & Quaresma (1978) existem valores recomendados para α e β somente para estacas escavadas em geral, não tendo nenhum valor sugerido para estacas apiloadas, como é o caso das estacas estudadas nesta dissertação. Portanto, adotaram-se os valores de coeficientes utilizados para estacas escavadas em geral e também sem esses coeficientes, de maneira que as previsões foram feitas como se as estacas fossem pré-moldadas.

O comportamento desse tipo de estaca, que tem propriedades de estacas de deslocamento e concomitantemente também possui propriedades de estacas escavadas,

evidencia que a mesma deve ser tratada como estaca mista, pois, devido à compactação gerada pelo processo executivo da estaca apiloada, a sua ponta funciona semelhantemente às estacas de deslocamento por causa da carga residual proveniente da abertura do fuste pela cravação. Quanto ao atrito lateral, a rugosidade na interface estaca-solo, devido à execução “in situ” do concreto, confere uma característica de estaca escavada nesta parcela da resistência.

Para o método teórico, foram estimadas as capacidades de carga das estacas C1 e C2 de 3 maneiras distintas:

- primeiramente o solo foi considerado como puramente argiloso, e através dos resultados do ensaio de cisalhamento direto, obtiveram-se os valores médios da coesão ao longo do fuste igual a 29,19 kPa, e para a ponta uma coesão de 44,47 kPa, formada pela média dos três valores mais próximos à ponta da estaca;
- na segunda maneira, estimou-se a capacidade de carga considerando o solo como puramente arenoso e utilizaram-se os resultados do ensaio de cisalhamento direto, obtendo-se um valor médio do ângulo de atrito interno igual a 31,4°;
- o terceiro procedimento foi uma média entre os resultados obtidos pelos dois métodos anteriores.

Em todos os casos, para o método teórico, utilizaram-se valores médios de massa específica ao longo do fuste, igual a 14,08 kN/m³.

Para o método teórico, houve grande diferença entre os resultados, conforme o solo foi classificado. No caso do solo puramente arenoso, obteve-se valores da ordem de 3 vezes maiores do que o solo considerado puramente argiloso

A diferença entre os valores obtidos pelas estimativas de capacidade de carga pelos vários métodos de cálculo, e a prova de carga, pode ser observada a partir da Tabela 4.17, que mostra a proporção que cada método alcançou em relação aos valores obtidos na prova de carga. Percebe-se que no método Aoki & Velloso (4), com fatores $F1 = 3$ e $F2 = 6$, encontrou-se a menor porcentagem da prova de carga, apenas 24,93% e 23,30% para a estaca C1 e C2, respectivamente.

Na Tabela 4.17 utilizou-se para a estaca C2 o valor médio obtido da extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) das provas de carga 1C2RAP(NAT) e 2C2RAP(NAT), devido ao fato de a mesma possuir duas provas de carga em situações de umidade e velocidade de carregamento idênticos.

Tabela 4.17 – Comparação da capacidade de carga prevista com a obtida nas provas de carga.

| Métodos | Valores previstos (%) | |
|------------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Estaca C1 (kN) | Estaca C2 (kN), média |
| Aoki-Velloso (1) | 26,44 | 24,72 |
| Aoki-Velloso (2) | 35,25 | 32,95 |
| Aoki-Velloso (3) | 45,33 | 42,37 |
| Aoki-Velloso (4) | 24,93 | 23,30 |
| Aoki-Velloso (5) | 33,23 | 31,07 |
| Aoki-Velloso (6) | 42,73 | 39,94 |
| Aoki-Velloso (7) | 40,54 | 37,89 |
| Aoki-Velloso (8) | 54,05 | 50,53 |
| Aoki-Velloso (9) | 69,49 | 64,96 |
| Decourt-Quaresma (1) | 32,68 | 30,55 |
| Decourt-Quaresma (2) | 51,72 | 48,35 |
| Teixeira (1996) | 46,09 | 43,08 |
| Philipponat (1980) | 70,96 | 61,71 |
| Bustamante & Gianesselli (1982) | 82,82 | 72,02 |
| Teórico - argila | 29,82 | 27,88 |
| Teórico - areia | 86,78 | 81,12 |
| Teórico - média | 58,30 | 54,50 |
| Prova de carga umidade natural | 100,00 (860kN) | 100,00 (920kN) |

Observa-se também pela Tabela 4.17 que as diferenças entre os resultados das provas de carga e os métodos semi-empíricos obtidos para a estaca C2 são maiores que as diferenças encontradas na estaca C1, porém, a disposição dos mesmos quanto a acurácia não é afetada.

Pode-se observar graficamente a comparação feita entre os valores medidos extrapolados da prova de carga e os valores estimados pelos vários métodos, através da Figura 4.17. Nesta Figura 4.17 verifica-se que os valores da capacidade de carga estimados para a estaca C1 estão todos a favor da segurança.

O método semi-empírico que mais se aproximou dos valores medidos foi o método de Bustamante & Gianesselli (1982), sendo que este método utilizou os dados do ensaio de CPT. O segundo e terceiro métodos que obtiveram valores mais próximos do da prova de carga foram os métodos Aoki-Velloso (1975) e Philipponat (1980), sendo ambos os métodos obtidos com dados de CPT. No primeiro método, utilizaram-se os fatores F1 e F2 de estacas pré-moldadas e somente dados de q_c do CPT, sendo os valores de f_s estimados a partir dos valores de q_c e do tipo de solo das camadas de solo atravessadas. O método de Philipponat (1980) emprega diretamente os dados do CPT.

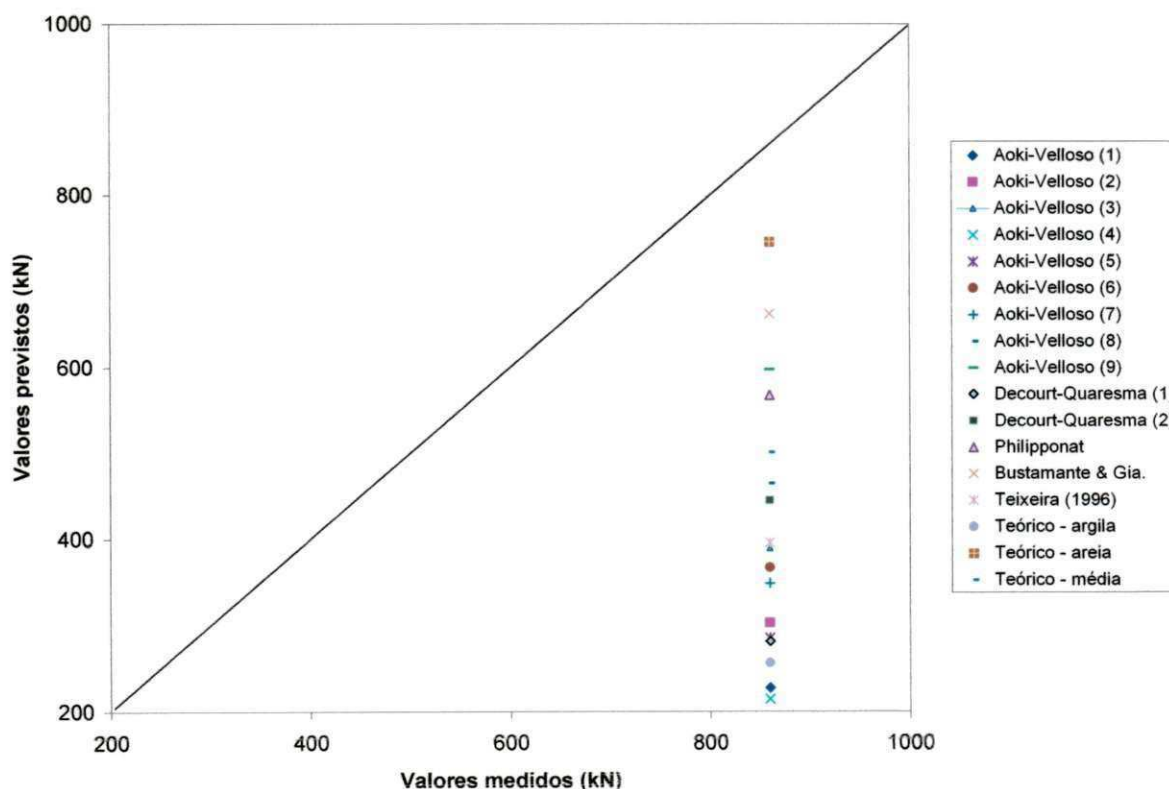


Figura 4.17 – Capacidades de carga previstas para a estaca C1 x medidas em prova de carga.

Observa-se da Figura 4.17 que o método semi-empírico que registrou as maiores diferenças em relação aos valores de prova de carga realizadas foram os métodos Aoki & Velloso (1) e Aoki & Velloso (4), descritos na Tabela 4.16.

Nestes métodos foram utilizados em ambos os fatores sugeridos por Alonso (1991) para estacas escavadas, $F1 = 3$ e $F2 = 6$, sendo que para o método Aoki & Velloso (1) utilizou-se de dados de SPT, enquanto no método Aoki & Velloso (4) utilizou-se dos dados do CPT (q_c e f_s).

Dessa forma, caracteriza-se que de fato as estacas apiloadas não devem ser calculadas como estacas simplesmente escavadas, mais sim como estacas mistas. Isto é, a ponta da estaca tem comportamento de estaca de deslocamento e o atrito lateral da estaca tem característica de estaca escavada.

Para a estaca C2, observa-se a mesma disposição encontrada para a estaca C1, conforme mostra a Figura 4.18. Sendo, porém, menor ainda a acurácia para esta estaca devido aos maiores valores encontrados nas provas de carga em comparação à estaca C1.

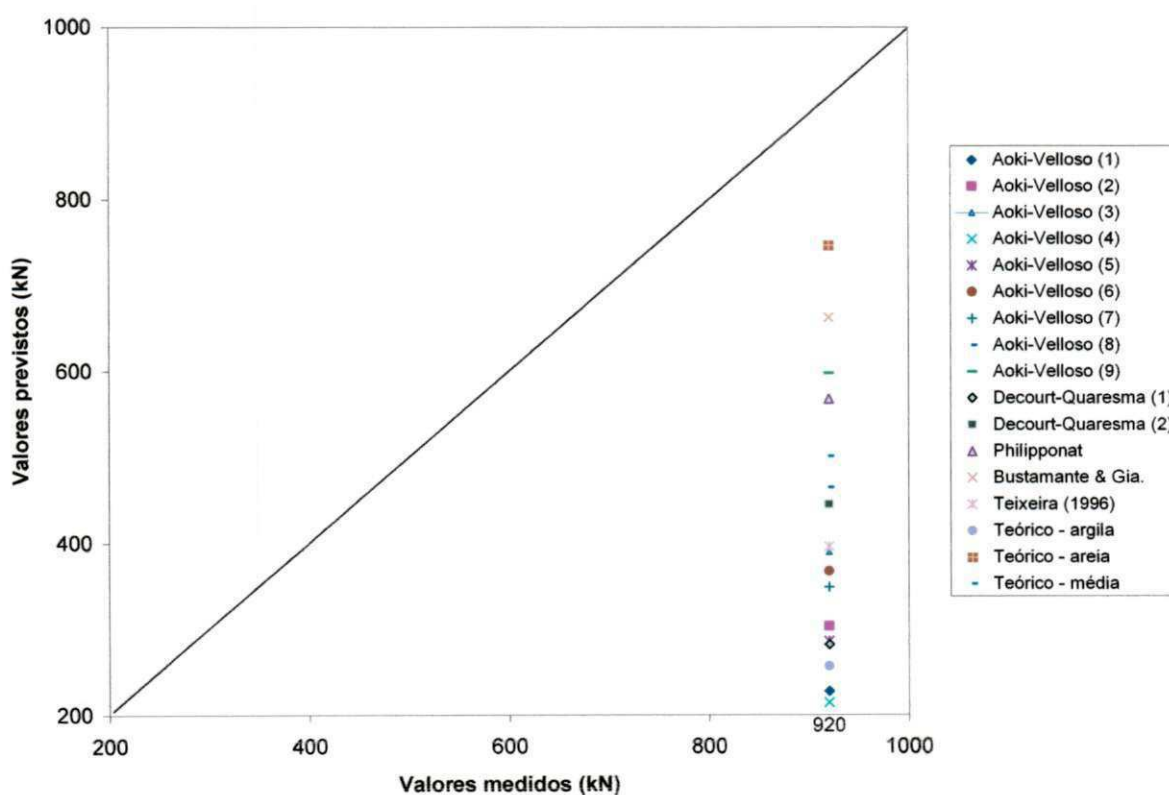


Figura 4.18 – Capacidades de carga previstas para a estaca C2 x medidas em prova de carga.

Foram utilizados na Figura 4.18 os resultados formados pela média das 2 provas de carga com umidade natural e velocidade de carregamento rápida da estaca C2.

4.5. Provas de Carga com Inundação

Quanto à influência da colapsibilidade nos resultados das provas de carga, será analisada sob o aspecto da diminuição do coeficiente de segurança utilizado. Isto se justifica por que a maioria das provas de carga e, a vida útil da fundação, se dá com o solo de fundação na umidade natural. A umidade “natural” refere-se à não inundação do solo de fundação.

Da Tabela 4.18 se pode analisar os resultados obtidos em termos da carga admissível, estimada pelos diversos métodos, e os seus respectivos valores de coeficientes de segurança para a estaca C1. A carga admissível foi determinada utilizando-se o coeficiente de segurança igual a 2 em todos os métodos, conforme Equação 4.4.

$$Q_{adm} = (Q_{ult1}) / C.S. \quad (4.4)$$

Onde:

Q_{adm} – Carga admissível estimada pelos métodos;

Q_{ult1} – Capacidade de carga estimada pelo método;

C.S. – Coeficiente de segurança utilizado (igual a 2 em todos os casos).

O coeficiente de segurança real (C.S.*), que está na Tabela 4.18, foi determinado através da Equação 4.5.

$$C. S. * = (Q_{último}) / Q_{adm} \quad (4.5)$$

Onde:

$Q_{último}$ – Capacidade de carga obtida da prova de carga em umidade natural;

C.S.* – Coeficiente de segurança real obtido.

O segundo coeficiente de segurança, denominado fictício (C.S.**), sofre a influência do processo de inundação. Ele foi estabelecido pela Equação 4.6.

$$C. S. ** = (Q_{\text{último2}}) / Q_{\text{adm}} \quad (4.6)$$

Onde:

$Q_{\text{último2}}$ – Capacidade de carga obtida pela prova de carga inundada;

C.S.** – Coeficiente de segurança fictício obtido.

Tabela 4.18 – Redução do coeficiente de segurança causada pela inundação da estaca C1.

| Método | Q_{adm} (kN) | C. S * | C. S.** | Diferença (%) |
|--------------------------------|-----------------------|--------|---------|---------------|
| Aoki-Velloso (1) | 113,69 | 7,56 | 6,51 | -13,89% |
| Aoki-Velloso (2) | 151,59 | 5,67 | 4,88 | -13,93% |
| Aoki-Velloso (3) | 194,90 | 4,41 | 3,80 | -13,83% |
| Aoki-Velloso (4) | 107,18 | 8,02 | 6,90 | -13,97% |
| Aoki-Velloso (5) | 142,91 | 6,02 | 5,18 | -13,95% |
| Aoki-Velloso (6) | 183,73 | 4,68 | 4,03 | -13,89% |
| Aoki-Velloso (7) | 174,32 | 4,93 | 4,25 | -13,79% |
| Aoki-Velloso (8) | 232,43 | 3,70 | 3,18 | -14,05% |
| Aoki-Velloso (9) | 298,83 | 2,88 | 2,48 | -13,89% |
| Decourt-Quaresma (1) | 140,55 | 6,12 | 5,27 | -13,89% |
| Decourt-Quaresma (2) | 222,41 | 3,87 | 3,33 | -13,95% |
| Teixeira (1996) | 198,19 | 4,34 | 3,73 | -14,06% |
| Philipponat (1980) | 283,85 | 3,03 | 2,61 | -13,86% |
| Bustamante & Gianesseli (1982) | 331,28 | 2,60 | 2,23 | -14,23% |
| Teórico - argila | 128,23 | 6,71 | 5,77 | -14,01% |
| Teórico – areia | 373,16 | 2,30 | 1,98 | -13,91% |
| Teórico - média | 250,70 | 3,43 | 2,95 | -13,99% |
| | | | Média | -13,95% |

Onde:

Q_{adm} – Carga admissível, Capacidade de carga estimada pelo método dividido por 2;

C. S * - Coeficiente de segurança real obtido pela relação entre a capacidade de carga extrapolada pelo método de Van der Veen (1953), para carregamento rápido em condição de umidade natural, e a capacidade de carga admissível do método, conforme Equação 4.5;

C. S ** - Coeficiente de segurança fictício obtida pela relação entre a capacidade de carga extrapolada pelo método de Van der Veen (1953), para carregamento rápido e condição de umidade inundada, e a capacidade de carga admissível do método, conforme Equação 4.6.

Dos resultados obtidos, observa-se que houve uma diminuição no coeficiente de segurança em cerca de 14% devido à inundação. Porém, o único resultado de coeficiente de segurança que ficou abaixo de 2 foi o do método teórico, considerando o solo como areia, que produziu um coeficiente de segurança igual a 1,98. Todos os demais métodos resultaram em valores de coeficientes de segurança acima de 2.

Considerando como resultados apropriados para as estacas C1 e C2, os resultados que obtiveram coeficientes de segurança acima de 2, sendo quanto mais próximo ao valor 2 melhor, tem-se os seguintes métodos semi-empíricos, em ordem crescente de divergência: Bustamante & Gianesselli (1982), Aoki & Velloso (9), Philipponat (1980) e teórico-médio.

4.6. Ponta x Atrito Lateral

Para uma melhor análise e comparação com os métodos semi-empíricos, tentou-se estimar os valores do atrito lateral total e a parcela de resistência de ponta dos resultados da prova de carga da estaca C1, através do método de Massad (1992). Entretanto, o comportamento da mesma foi de estaca rígida ou curta, com valores de índices de rigidez relativos (K_1 e K_2) muito baixos. Neste caso, segundo Massad (1993), “a ponta da estaca

interfere na forma da curva carga-recalque do topo, desde o início do carregamento”, o que inviabiliza a utilização do método, neste caso.

Para se estimar o valor da parcela de atrito lateral a partir da prova de carga da estaca C1, pode-se utilizar os resultados das provas de carga à tração das estacas T1 e T2 cujos resultados podem ser vistos nas Figuras 4.19 e 4.20, as quais situam-se próximas a estaca C1.

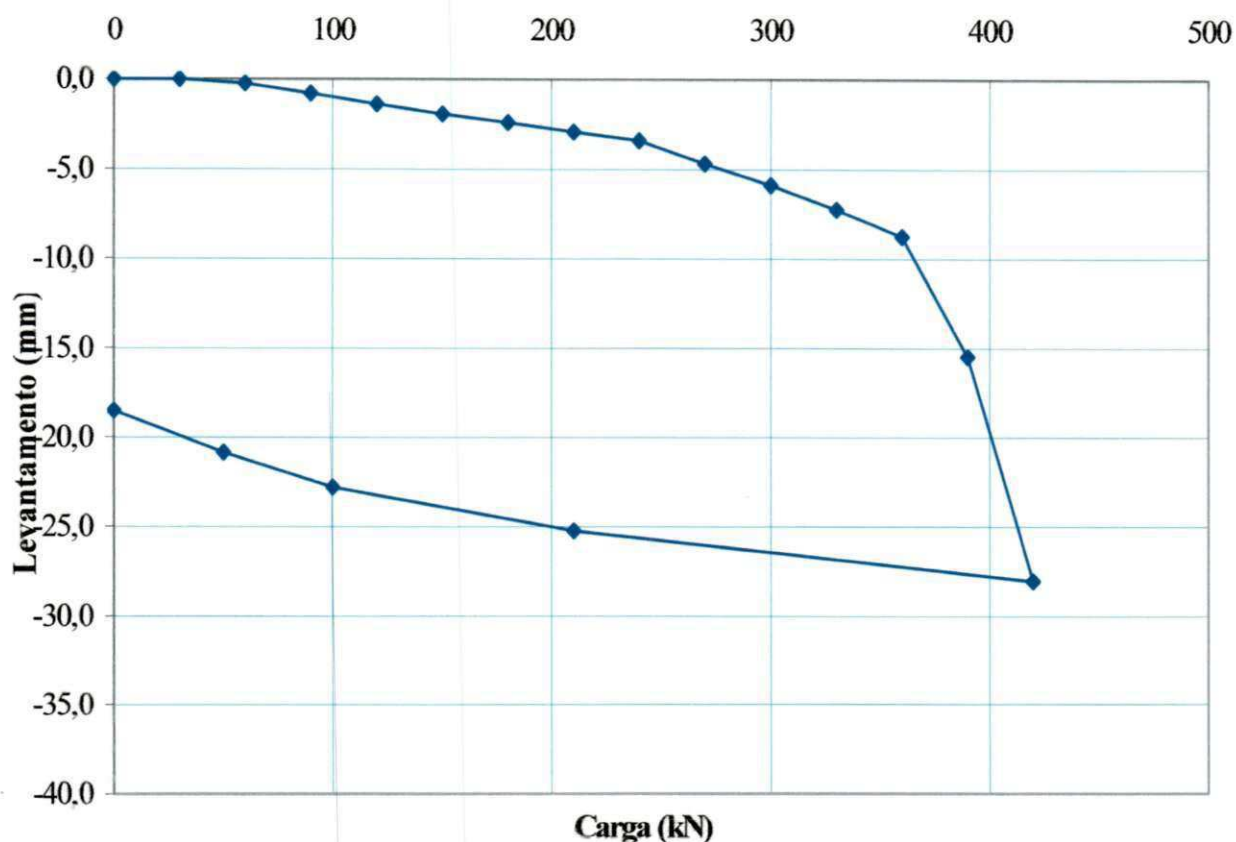


Figura 4.19 – Curvas cargas x levantamento da estaca T1 - ensaio tipo lento.

As estacas T1 e T2 têm cargas últimas de tração iguais a 420kN e 460kN, para velocidades de carregamento lenta e rápida, respectivamente. Estas estacas possuem um comprimento de 8,6m. Para fins da estimativa da parcela de atrito a partir das provas de carga, utilizou-se o valor de 460kN, correspondente à prova de carga à tração com velocidade de carregamento rápida, da estaca C2. Isto se deve ao resultado da prova de carga à compressão também ter sido obtido através de carregamento rápido.

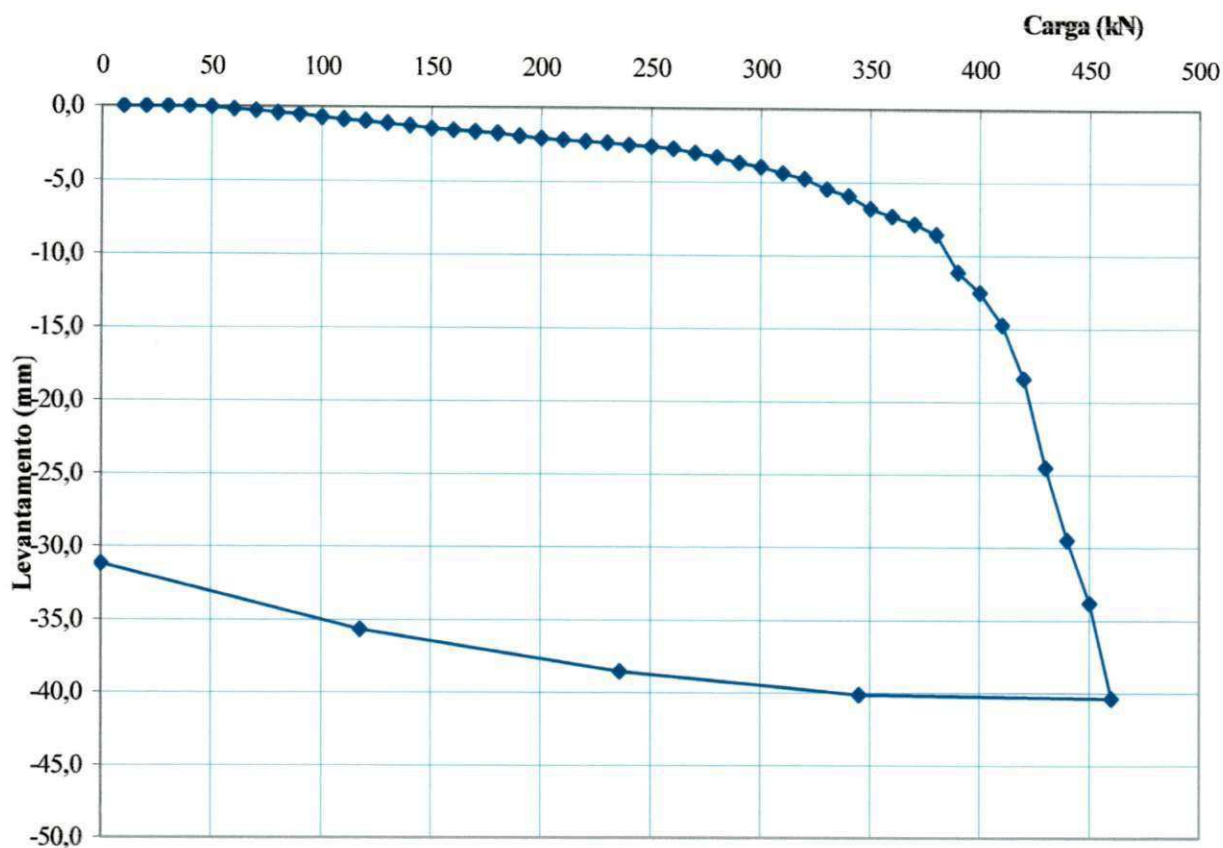


Figura 4.20 – Curvas cargas x levantamento da estaca T2 - Ensaio tipo rápido.

Sabendo-se que para a estaca T2, com 8,6m de comprimento, obteve-se um valor de 460kN, e que as estacas estudadas C1 e C2 possuem um comprimento de 8,1m, utiliza-se uma regra de três simples sem levar em consideração as diferenças de camadas presentes no solo para a estimativa do valor da capacidade de carga à tração para as estacas C1 e C2. Este procedimento resultou num valor de 433,26kN.

As diferenças observadas entre os valores do atrito lateral em uma prova de carga à compressão e à tração são focos de divergências entre alguns autores. A maioria dos pesquisadores considera que o atrito lateral à tração seja inferior ao atrito lateral à compressão, a exemplo de Décourt (1995) e Hunter & Davisson (1969). Outros, como Fleming *et al* (1992), afirmam que não há diferenças sistemáticas entre o atrito lateral de estacas solicitadas à tração e à compressão, com exceção de estacas muito esbeltas.

Considerando o caso das estacas C1 e C2 estudadas, que têm diâmetros iguais a 0,32m, acredita-se que haja alguma diferença entre os valores do atrito à tração e à compressão. Essa diferença poderá ser estimada a partir da Equação 4.7, proposta por Décourt *et al.* (1998).

$$q_{st} = 0,70 \cdot q_{sc} \quad (4.7)$$

Onde:

q_{st} – é o atrito lateral em prova de carga à tração;

q_{sc} – é o atrito lateral em provas de carga à compressão.

Com base na equação proposta por Décourt (1995), pode-se estimar as parcelas de atrito lateral e de ponta das provas de carga tipo rápida, realizadas nas estacas C1 e C2, tendo por base os dados da prova de carga à tração. A Tabela 4.19 mostra os resultados.

Tabela 4.19 – Estimativa das parcelas de resistência lateral e de ponta das provas de carga tipo rápida das estacas C1 e C2, de acordo com a Equação 4.7.

| Estaca | R_p (kN) | R_l (kN) | R_t (kN) |
|--------------|------------|------------|------------|
| 2C1RAP(NAT) | 241,06 | 618,94 | 860,00 |
| 1C2RAP(NAT) | 281,06 | 618,94 | 900,00 |
| 2C2CRAP(NAT) | 321,06 | 618,94 | 940,00 |
| Média | 281,06 | 618,94 | 900,00 |
| Média (%) | 31,20% | 68,80% | 100,00% |

Onde:

R_l - parcela correspondente ao atrito lateral;

R_p - parcela correspondente a ponta;

R_t - resistência total.

Com base nos valores médios da parcela de capacidade de carga da ponta observados na Tabela 4.19 e pelos resultados das estimativas pelos métodos semi-empíricos, com base nos ensaios SPT e CPT, é possível estabelecer as diferenças percentuais entre os diversos métodos e a prova de carga, através dos dados da Tabela 4.20, mostrada a seguir.

Tabela 4.20 – Diferença percentual entre as parcelas da capacidade de carga da ponta e a média da prova de carga tipo rápida.

| Método | R _p método | R _p P.C. | Diferença (kN) | Diferença (%) |
|----------------------|-----------------------|---------------------|----------------|---------------|
| Aoki-Velloso (1) | 80,13 | 281,06 | 200,93 | 71,49 |
| Aoki-Velloso (2) | 106,84 | 281,06 | 174,22 | 61,99 |
| Aoki-Velloso (3) | 137,37 | 281,06 | 143,69 | 51,12 |
| Aoki-Velloso (4) | 134 | 281,06 | 147,06 | 52,32 |
| Aoki-Velloso (5) | 178,67 | 281,06 | 102,39 | 36,43 |
| Aoki-Velloso (6) | 229,71 | 281,06 | 51,35 | 18,27 |
| Aoki-Velloso (7) | 134 | 281,06 | 147,06 | 52,32 |
| Aoki-Velloso (8) | 178,67 | 281,06 | 102,39 | 36,43 |
| Aoki-Velloso (9) | 229,71 | 281,06 | 51,35 | 18,27 |
| Decourt-Quaresma (1) | 96,48 | 281,06 | 184,58 | 65,67 |
| Decourt-Quaresma (2) | 160,8 | 281,06 | 120,26 | 42,79 |
| Teixeira (1996) | 128,64 | 281,06 | 152,42 | 54,23 |
| Philipponat (1980) | 233,16 | 281,06 | 47,90 | 17,04 |
| Bustamante & Gia. | 133,26 | 281,06 | 147,80 | 52,59 |
| Teórico – argila | 41,35 | 281,06 | 239,71 | 85,29 |
| Teórico – areia | 489,04 | 281,06 | -207,98 | -74,00 |
| Teórico - média | 265,2 | 281,06 | 15,86 | 5,64 |

Onde:

R_p método – é a parcela de capacidade de carga da ponta da estaca estimada pelo método citado;

R_p P.C. – é a parcela de capacidade de carga da ponta da estaca estimada a partir da prova de carga, conforme metodologia citada antes.

Com base nos resultados da Tabela 4.20, observa-se que as menores diferenças percentuais foram obtidas pelos métodos Philipponat (1980) e Aoki & Velloso (6 e 9), sendo que em ambos os casos utilizaram-se dados do ensaio CPT. Quanto aos métodos baseados no SPT, a menor diferença percentual foi obtida pelo método Décourt & Quaresma (1978), com um valor de 42,79%.

Observa-se ainda na Tabela 4.20 o ótimo ajuste obtido pelo método teórico, estimado a partir da média dos resultados, considerando os solos argilosos e arenosos, que produziu um valor de diferença percentual de apenas 5,64%. Entretanto, apesar do baixo valor obtido, deve-se observar que o método considerando o solo como argiloso ou arenoso utilizados para compor o valor médio, implicaram nas maiores diferenças percentuais (85,29% e 74,00%, respectivamente). Ou seja, analisadas de maneira separadas, ambos os métodos foram divergentes, porém, as suas médias obtiveram valores mais próximos ao valor encontrado nas provas de carga.

A Tabela 4.21 mostra a diferença percentual entre a parcela de atrito lateral estimada pelos diversos métodos semi-empíricos e o resultado médio das parcelas de atrito das provas de carga, estabelecidas conforme a Equação 4.7 (Décourt, 1995).

Para o atrito lateral, houve um considerável aumento das diferenças percentuais em comparação à parcela de ponta. O método de Bustamante & Ganeselli (1982) foi o único a ter diferença percentual de baixo valor. Em seguida, têm-se os métodos Aoki & Velloso (9) e Philipponat (1980) com 40,55% e 45,95%, respectivamente, ambos com base em dados de CPT.

Tabela 4.21 – Diferença percentual entre as parcelas da capacidade de carga do atrito lateral e a média da prova de carga tipo rápida.

| Método | R _l método | R _l P.C. | Diferença (kN) | diferença (%) |
|----------------------|-----------------------|---------------------|----------------|---------------|
| Aoki-Velloso (1) | 147,25 | 618,94 | 471,69 | 76,21 |
| Aoki-Velloso (2) | 196,34 | 618,94 | 422,60 | 68,28 |
| Aoki-Velloso (3) | 252,43 | 618,94 | 366,51 | 59,22 |
| Aoki-Velloso (4) | 80,36 | 618,94 | 538,58 | 87,02 |
| Aoki-Velloso (5) | 107,14 | 618,94 | 511,80 | 82,69 |
| Aoki-Velloso (6) | 137,75 | 618,94 | 481,19 | 77,74 |
| Aoki-Velloso (7) | 214,63 | 618,94 | 404,31 | 65,32 |
| Aoki-Velloso (8) | 286,18 | 618,94 | 332,76 | 53,76 |
| Aoki-Velloso (9) | 367,94 | 618,94 | 251,00 | 40,55 |
| Decourt-Quaresma (1) | 184,61 | 618,94 | 434,33 | 70,17 |
| Decourt-Quaresma (2) | 284,01 | 618,94 | 334,93 | 54,11 |
| Teixeira (1996) | 267,74 | 618,94 | 351,20 | 56,74 |
| Philipponat (1980) | 334,54 | 618,94 | 284,40 | 45,95 |
| Bustamante & Gia. | 529,29 | 618,94 | 89,65 | 14,48 |
| Teórico – argila | 215,11 | 618,94 | 403,83 | 65,25 |
| Teórico – areia | 257,27 | 618,94 | 361,67 | 58,43 |
| Teórico – média | 236,19 | 618,94 | 382,75 | 61,84 |

Onde:

R_l método – é a parcela de capacidade de carga devido ao atrito lateral estimada pelo método;

R_l P.C. – é a parcela de capacidade de carga devido ao atrito lateral estimada a partir da prova de carga.

Para os ensaios baseados no SPT, o método de Décourt & Quaresma (1978) alcançou a menor diferença percentual, ou seja, 54,11%.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1. Conclusões

Com base nos resultados obtidos através dos ensaios CPT, SPT e das provas de carga realizadas sobre as estacas apiloadas, se pode apresentar as seguintes conclusões:

- As classificações do solo com base nos parâmetros do CPT apresentaram resultados limitados quando comparados com a classificação táctil visual do solo pelo SPT, principalmente para o sistema de classificação proposto por Robertson *et al.* (1986), que descreve o solo mais detalhadamente. Porém, a classificação proposta por Douglas & Olsen (1981), que apresenta uma classificação mais genérica, com base no comportamento do solo, mostrou-se mais apropriada;
- As previsões da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos baseados no SPT não apresentaram bons resultados, podendo ser considerados resultados conservadores;
- As previsões da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos baseados no CPT, de maneira geral, obtiveram melhores resultados do que os métodos baseados no SPT;
- A velocidade do carregamento influenciaram no valor da carga extrapolada pelo método de Van der Veen (1953), principalmente quanto a magnitude dos recalques medidos;
- Houve um aumento na rigidez do sistema estaca-solo com os sucessivos carregamentos de compressão nas estacas C1 e C2;

- A utilização de dados de resistência de ponta do CPT dá uma maior acurácia, porém, a utilização de dados de atrito do ensaio CPT (f_s) não acarretou melhora alguma nos resultados;
- Os efeitos do processo de inundação não foram observados para carregamentos abaixo de 650kN. Para valores de carregamento acima de 700kN, obteve-se uma redução de 13,9% na capacidade de carga da estaca C1 e 19,6% na estaca C2;
- Sugere-se para as estacas apiloadas que sejam utilizados os mesmos valores de F1 e F2 utilizados para estaca pré-moldada;
- Os métodos teóricos obtiveram valores próximos aos encontrados para a prova de carga, porém, quando analisado separadamente o atrito e a resistência de ponta, houve grandes discrepâncias;
- O comportamento das estacas apiloadas é de estaca mista com propriedades tanto de estacas de deslocamento quanto de estaca escavada.

5.2. Sugestões para Futuras Pesquisas

Analisar a influência de diâmetros maiores nos coeficientes F1 e F2 para as estacas apiloadas.

Verificar a aplicabilidade de métodos teóricos para solos siltosos e não apenas para solos argilosos ou arenosos.

Analisar a influência do fator tempo para o recarregamento na prova de carga à compressão.

Avaliar os resultados das parcelas de atrito na tração e na compressão para estacas apiloadas.

Verificar a validade dos coeficientes F1 e F2 do método Aoki & Velloso (1975) para condições de esbeltez (L/D) diferentes das observadas nas estacas apiloadas analisadas.

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9604: Abertura de poço trincheiro de inspeção em solos ou retirados de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12069: Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6121: Estacas – provas de carga estática. Rio de Janeiro, 1986.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. D 2850: Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils. 1987.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. D 3080: Standard test method for direct shear test of soil under consolidated drained conditions. 1990.

ABELEFF, M. “Lês Affaissements dès Constructions sur lês Sols Loesseux.” *Lê Monde Souterrain*, avril, 1938.

ALONSO, U. R. “Previsão e controle das fundações”. São Paulo: Ed. Edgard Blücher Ltda., 1991.

AOKI, N. "Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas." Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.

AOKI, N.; ALONSO, U. R. "Previsão e comportamento da carga admissível de estacas." Notas de aula, São Carlos: EESC – USP, 1992.

AOKI, N. "Engenharia de Fundações." Notas de Aula, São Carlos: EESC – USP, 1996.

AOKI, N. ; ALONSO, U. R. "Previsão e comprovação da carga admissível de estacas". São Carlos: EESC – USP, 1996.

AOKI, N. ; VELLOSO, D. A. "An approximate method to estimate bearing capacity of piles". Proc. 5th PACSMFE, Buenos Aires, 1975.

BELINCANTA, A. ; ALVIM, F. M. ; NAVAJAS, S. ; SOBRINHO, R. R. "Métodos para medida de energia dinâmica no SPT". Solos e Rochas. São Paulo, ABMS, v.17, n. 2, p. 93-110, 1994.

BUSTAMANTE, M. ; GIANESELLI, L. "Pile bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT". Proc. 2nd ESOPOT, Amsterdam, v. 2, p. 493-500, 1982.

BROMS, B. B. "Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles". Sols Soils, Paris, n. 18-19, p. 21-31, 1966.

CARNEIRO, B. J. I. ; CAMPELO, N. S.; MACACCARI, M. F. ; CINTRA, J. C. A. "Correlação entre Carga Última de Estacas à Tração e à Compressão em solo Colapsível." II Simpósio Brasileiro sobre Solos não Saturados, Recife, p. 231-236, 1994.

CARVALHO, D. ; ALBUQUERQUE, P. J. R. "Comportamento de Estacas de Pequeno Porte à Tração em Solos Colapsíveis." II Simpósio Brasileiro sobre Solos não Saturados, Recife, p. 237-242, 1994.

CINTRA, J. C. A. "Fundações em solos colapsíveis", São Carlos: EESC – USP, 1998.

- CINTRA, J. C. A. ; AOKI, N.** "Carga admissível em fundações profundas", São Carlos: EESC – USP, 1999.
- CLEMENSE, S. P.; FINBARR, A. O.** "Design Considerations for Collapsible Soils", J. Geot. Eng. Div. A.S.C.E., 1981 .
- CONCIANI, W.** "Estudo do Colapso do Solo através de Ensaio de Placa Monitorados com Tensiômetro e Tomografia Computadorizada", Tese de Doutorado, São Carlos: EESC – USP, 1997.
- COSTA, Y. D. J. ; MENEGOTTO, M. L. ; CINTRA, J. C. A.** "Provas de carga mista em placas", São Paulo, V. 1, p. 426-434, 2000. 4º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia.
- DANZIGER, F. A. B. ; VELLOSO, D. A.** "Correlações entre SPT e os resultados de ensaios de penetração contínua". Anais, VIII Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Fundação, Porta Alegre, v. 6, p. 103-113, 1986.
- DANZIGER, F. A. B. ; VELLOSO, D. A.** "Correlations between the CPT and the SPT for some Brazilian soils". Proc., Int. Symp. on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linköping, Sweden, v. 2, p. 155-160, 1995.
- DÉCOURT, L.** "SPT: State-of-the-Art Report." In: ICSMFE, 12, Rio de Janeiro, v. 4, p. 2405-2416, 1989.
- DÉCOURT, L. ; QUARESMA, A.** "Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT". In: 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, 1978. Anais. Rio de Janeiro, ABMS, 1978, v.1, p. 45-53.
- DÉCOURT, L.** "Prediction of Load Settlement Relationships for Foundations on the Basis of the SPT – T". Ciclo de Conferencias Internacionales LeonardoZeevaert, p. 87-104, México, 1995.

- DÉCOURT, L. ; ALBIEIRO, J. H. ; CINTRA, J. C. A.** “Análise e projeto de fundações profundas”. In: Teoria e Prática, Hachich *et al.* (eds.), Ed. Pini Ltda, São Paulo, 1998, p. 265-301.
- DE RUITER, J.** “Electric Penetrometer for Site Investigations”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM2, p. 457-472. 1971.
- DUDLEY, J. H.** “Review of Collapsing Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E., vol 96, N. SM3, 1970.
- DOUGLAS, B. J.; OLSEN, R. S.** “Soil Classification Using Electric Cone Penetration”. Cone Penetration Testing and Experience, Proceedings of the ASCE National Convention, St. Louis, p. 209-227, 1981.
- ESLAMI, A. ; FELLENIUS, B. H.** “Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories”. Canadian Geotechnical. j., v. 34, p. 886-904, Canada, 1997.
- FARIAS, M. P.** “Estimativa dos Parâmetros Geotécnicos e da Capacidade de Carga de um Depósito Arenoso da Região de Maceió utilizando um Cone Elétrico”, Tese de Mestrado, UFCG, Campina Grande, 1999.
- FARIAS, M. P. ; BEZERRA, R. L. ; CONCIANI, W. ; MARQUES, A. G. ; GOMES, C. C.** “Ensaio de Cone elétrico em solo arenoso de Maceió-AL”. São Paulo, v. 3, p. 163-172, 2000. 4º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia.
- FERREIRA, R. C. ; MONTEIRO, L. B. ; PERES, J. E. E. ; BENVENUTO, C.** “Some Aspects on the Behaviour of Brazilian Collapsible Soil.” XII ICSMFE, V. suppl., p. 117-120, Rio de Janeiro, 1989.
- FERREIRA, C. V. ; ALBIERO, J. H. ; LOBO, A. S. ; CARVALHO, D.** “Correlação entre Atrito Lateral e Resultados de Ensaios de SPT -T e CPT.” Solos e Rochas, São Paulo, v. 21 (1), p. 3-18, 1998.

- FERREIRA, S. R. M.** "Colapso e Expansão de Solos Naturais não Saturados Devidos a Inundação", Tese de Doutorado, COPPE, Rio de Janeiro, 1995.
- FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K.** "Piling Engineering", 2º Ed. Surrey University Press, 1992.
- FUCALE, S. P. ; FERREIRA; S. R. M.** "Análise do Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Solos Colapsíveis por Meio de Ensaio de Campo". São Paulo, V. 1, p. 360-372, 4º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia, 2000.
- FUTAI, M. M.** "Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis". Tese de Mestrado, COPPE, Rio de Janeiro, 1997.
- GIACHETI, H. L. ; QUEIROZ, R. C.** "o PIEZOCONE E ALGUMAS APLICAÇÕES RECENTES EM ENGENHARIA". São Paulo, v. 3, p. 149-162, 4º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia, 2000.
- GUIMARÃES, R. C. ; CARVALHO, J. C. ; PAOLUCCI, H. V. N. ; PEREIRA, J. H. F. ; CUNHA, R. P.** "Utilização do ensaio SPTT na modelagem constitutiva do solo poroso de anápolis-GO", São Paulo, V. 3, p. 113-121, 2000. 4º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia.
- GODOY, N. S.** "Interpretação de Provas de Carga em Estacas". In: Capacidade de Estacas Pré-moldadas. Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré-moldadas, ABMS/NRSP, 1983.
- GUSMÃO FILHO, J. A.** " Fundações em Solos não Saturados". II Simpósio Brasileiro sobre Solos não Saturados, Recife, p. 217-230, 1994.
- HUNTER, A. J.; DAVISSON, M. T.** " Measurements of Pile Load Transfer". ASTM STP 444, P. 106-117, 1969.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. "The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting." IV ICSMFE, London v. 1, p. 316-319, 1957.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. "A guide to Construction on or with Materials exhibiting Additional Settlement due to a Collapse of Grain Structure." VII Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Eng., Durban, v. 1, p. 99-105, 1975.

LOBO, A. S. ; ALBIEIRO, J. H. ; FERREIRA, C. V. "Influência da Inundação na Carga Última de Estacas de Pequeno Porte". SEFE II, São Paulo, v. 2, p. 207-216, 1991.

LUTENEGGER, A. J. ; SABER, E. E. "Determination of Collapse Potencial of Soil. Geot. Testing J., A.S.T.M., v. 11, 1988.

MASSAD, F. "Análise da Transferência de Carga em Duas Estacas Instrumentadas Quando Submetidas à Compressão Axial". II SEFE, São Paulo, v. 1, p. 235-244, 1991.

MASSAD, F. "Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral". Parte I: "Solos Relativamente Homogêneos". Revista Solos e Rochas, v. 15 (2), p. 103-115, 1992.

MASSAD, F. " Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral". Parte II: "Estacas Atravessando Camada de Solo mais Fraca e Embutida em Solo mais Resistente". Revista Solos e Rochas, v. 16 (2), p. 93-112, 1993.

MELLO, V. F. B. "The Standard Penetration Test". In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Porto Rico, Proceedings, v. 1, p. 1-87, 1971

MEYERHOF, G. G. " The Ultimate Bearing Capacity of Foundation" Geotechnique 2, p.301-332, 1951.

- MORRETO, O.** Nota do Tradutor, "Mecanica de Suelos em la Ingenieria Practica", In: K. TERZAGHI & R. B. PECK, Editorial "El Ateneo" S. A., Buenos Aires, p. 526-528, 1972.
- MOTA, N. M. B. ; CUNHA, R. P. ; PEREIRA, J. H. F. ; CORTOPASSI, R. S.** "Avaliação da capacidade de carga de fundações profundas assentes no solo poroso de Brasília-DF via ensaios de cone (CPT)", São Paulo, V. 1, p. 320-332, 2000. 4º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia.
- NOGAMI, J. S. ; VILLIBOR, D. F.** "Pavimentação de baixo custo em solo lateríticos", São Paulo, Villibor, 1995.
- ORLANDO, C.** "Comportamento da Carga de Atrito Lateral de Estacas em Função do Deslocamento Através de Modelos Físicos em Areias", XII COBRAMSEG, V. 1, p. 1345-1351, São Paulo, 2001.
- POLLA, C. M. ; MORAES, J. T. L. ; AZEVEDO JR, N. ; NIYAMA, S.** "Provas de Carga em Fundações." São Paulo, IPT, 1988.
- POLITANO, C. F. ; DANZIGER, F. A. B. ; DANZIGER, B. R.** "Correlação entre os resultados de CPT e SPT em solos residuais". Solos e Rochas. São Paulo, ABMS, v. 24, n. 1, p. 55-71, 2000.
- POTYONDY, J. G.** "Skin Friction Between Various Soils and Constrution Materials". Géotechnique, London, v. 11, n. 4, p. 339-353, 1961.
- PHILIPPONNAT, G.** "Methode pratique de calcul d' pieu isole a l' aid du penetrometre statique". Revue Française de Géotechnique, 10, p. 55-64, 1980.
- PRANDTL, L.** " Uber Die Eindringungsfestigkeit Plastisher Baustoffe und Die Festigkeit Von Schneiden." Zeitschrift fur Angewandte Mathematik und Mechanik 1, n. 1 p. 15-20, 1921.

- REISSNER, H.** "Zum Erddruckproblem." Proc. First Int. Conf. Applied Mechanics, Delft, p. 295-311, 1924.
- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; GREIG, J.** "Use of Piezometer Cone Data. Proc., In-Situ 86, Specialty Conf., ASCE, Blacksburg, p. 1263-1280, 1986.
- SKEMPTON, A. W.** "The Bearing Capacity of Clays." Building Research Congress, v. 1, p. 180-189, 1951.
- TEIXEIRA, C. Z.** "Comportamento de Estacas Escavadas em Solos Colapsíveis." Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1993.
- TEIXEIRA, A. H.** "Projeto de Execução de Fundações." III SEFE, São Paulo, Anais digitais, 1996.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S.** "Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas." Fundações: Teoria e Prática, Hachich et al. (eds.), Ed. Pini, São Paulo, Cap. 7, p. 227-264, 1996.
- TERZAGHI, K.** "Theoretical Soil Mechanics". New York, John Wiley and sons inc. 1943.
- TOMLINSON, M. J.** "The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils". In: IV ICSMFE, London, v. 2, p. 66-71, 1957.
- VAN DER VEEN, C.** "The Bearing Capacity of a Pile". III ICSMFE, v. 2, p. 84-90, Zurich, 1953.
- VARGAS, M.** "The Concept of Tropical Soils". I International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soil, v. 3, p. 101-134, Brazilia, 1985.
- VARGAS, M.** "Solos porosos e colapsíveis". Aula inaugural de 1992, São Carlos: EESC-USP, 1993.

VELLOSO, D. A. ; AOKI, N. ; SALAMONI, J. A. "Fundações para Silo Vertical de 100000t no Porto de Paranaguá". In: VI COBRAMSEF, Rio de Janeiro, v. 3, p.125-151, 1978.

VELLOSO, D. A. ; LOPES, F. R. "Fundações". COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, p.75-85, 1996.

VESIC, A. S. "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand". In: Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, USA, p. 53-68, 1967.