

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

LUNA MIWA NEGRI SAKATA

**AVALIAÇÃO DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA ESTIMATIVA
DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS
PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

CAMPO MOURÃO

2019

LUNA MIWA NEGRI SAKATA

**AVALIAÇÃO DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA ESTIMATIVA
DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS
PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado à Disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso Superior em Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC - da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, para obtenção do título de bacharel em engenharia civil.

Orientador: Prof. Dr. Ewerton Clayton Alves da Fonseca.

CAMPO MOURÃO

2019



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO
Trabalho de Conclusão de Curso
AVALIAÇÃO DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA ESTIMATIVA DA
CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS PRÉ-MOLDADAS
DE CONCRETO
por
Luna Miwa Negri Sakata

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 9h 00min do dia 9 de dezembro de 2019 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Msc. Angelo Giovanni Bonfim
Corelhano
(UTFPR)

Prof. Msc. Paulo Henrique Rodrigues
(INTEGRADO)

Prof. Dr. Ewerton Clayton Alves da
Fonseca
(UTFPR)
Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

Prof. Dr(a). Paula Cristina de Souza

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por ter me regido nestes cinco anos de graduação, sempre me dando forças e capacidade para enfrentar as adversidades. Agradeço também Nossa Senhora Aparecida por sempre me cobrir com seu Manto Sagrado.

À minha mãe Vania, ao meu pai Ricardo e meus irmãos Yuta e Henri por terem sido meu alicerce durante toda minha vida. Por serem minha proteção e por me mostrarem em vida o significado da palavra Amor.

Ao meu orientador, prof. Ewerton C.A. da Fonseca, por todos conhecimentos transmitidos, pelas reuniões, e principalmente pela confiança na minha pesquisa e em minha pessoa.

Agradeço também por toda equipe da Construtora Beleski, do Escritório de arquitetura Mario Cionek II e da Pedreira e usina de asfalto Itaipu por me proporcionarem estágios que me ensinaram a prática da minha profissão com paciência, disciplina e por me mostrarem como um engenheiro civil deve se portar no mercado de trabalho.

À Vanessa, Jessica e Amanda por terem sido ótimas companheiras de apartamento e de faculdade, ao meu namorado Victor, as minhas amigas Gabriella, Flavia, Nyuana, Gabriela, Bruna, Renata e ao Leonardo pela amizade e momentos que me marcaram durante a graduação e por serem minha família em Campo Mourão.

Sou grata pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná, e a todos professores que tive a honra de ser aluna, deixo o meu obrigada!

RESUMO

SAKATA, L. M. N. **Avaliação de métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de suporte de fundações por estacas pré-moldadas de concreto.** 2019. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil - Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC, Universidade Tecnológica do Paraná. Campo Mourão, 2019. 71 p.

O presente estudo apresenta uma análise estatística de resultados de provas de carga estática por meio de regressão linear e coeficiente R^2 da capacidade de suporte de fundações de estacas pré-moldadas por meio de métodos semi-empíricos, tendo como referência os valores obtidos por provas de carga estáticas na literatura técnica brasileira, em estacas de diferentes diâmetros, com suas bases assentes em distintas profundidades e instaladas em várias localidades com o objetivo de averiguar qual dos métodos possui maior acurácia. A metodologia utilizada foi por meio de revisões na literatura técnica, onde foram selecionados 20 casos de estacas e feito análise estatística das previsões instrumentadas. O parâmetro geotécnico N_{SPT} utilizado foi a partir do ensaio *in-situ* de *Standart Penetration Test* (SPT), em seguida foram analisados os desempenhos das formulações de cada método, assim como os coeficientes utilizados. Verificou-se que os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) apresentaram melhor acurácia para os casos estudados, e os métodos de Teixeira (1996), Laprovitera & Benegas (1988;1993) e Monteiro (1997) mostraram-se conservadores.

Palavras-chave: Métodos semi-empíricos. Estaca pré-moldada de concreto. Aoki e Velloso. Décourt e Quaresma. Teixeira. Laprovitera e Benegas. Monteiro. Prova de carga estática.

ABSTRACT

The present study presents a statistical analysis of static load test results by linear regression and R^2 coefficient of the bearing capacity of precast pile foundations by semi-empirical methods, which reference values was obtained by precast tests static load in the Brazilian technical literature, in piles of different diameters, with their bases assent different depths and installed in various locations in order to ascertain which method has the highest accuracy. The methodology used was reviews in the technical literature, where 20 cases were selected and made statistical analysis of the instrumented prediction. The N_{SPT} geotechnical parameter used was based on the Standart Penetration Test (SPT) in-situ test, after that the performances of the formulations of each method were analyzed, as well as the coefficients used. It was found that the methods of Aoki & Velloso (1975) and Décourt & Quaresma (1978) presented better accuracy for the studied cases, and the methods of Teixeira (1996), Laprovitera & Benegas (1988) and Monteiro (1997) proved to be conservative.

Key-words: Static load test. Aoki and Velloso. Décourt and Quaresma. Teixeira Laprovitera and Benegas. Monteiro. Bearing capacity.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 - Equipamento utilizado para sondagem
- Figura 2 - Determinação da resistência de base segundo Monteiro (1997)
- Figura 3 - Prova de carga estática - NBR 12131:2006
- Figura 4- Localização geográfica dos casos selecionados
- Figura 5 - Foto aérea da área experimental do Sesi-Ibura
- Figure 6 - Fotos aéreas da área experimental do CRCN
- Figura 7 - Localização dos ensaios geotécnicos no campo experimental Sesi-Ibura
- Figura 8 - Perfil geotécnico baseado nas sondagens à percussão do Sesi-Ibura – E1 e E2
- Figura 9 - Perfil geotécnico baseado nas sondagens à percussão do CRCN – E5
- Figura 10 - Montagem do sistema de reação da prova de carga - E1 e E2
- Figura 11 - Extrapolação da prova de carga para E1
- Figura 12 - Extrapolação da prova de carga para E2
- Figura 13 - Extrapolação da prova de carga para E5
- Figura 14 - Laudo de sondagem SPT SP 01
- Figura 15 - Laudo de sondagem SPT SP 01
- Figura 16 - Laudo de sondagem SPT SP 03 – Rodriguez.
- Figura 17 - Curva carga x recalque da prova de carga 01
- Figura 18 - Curva carga x recalque da prova de carga 02
- Figura 19 - Curva carga x recalque da prova de carga 03
- Figura 20 - Laudo de sondagem SPT E5
- Figura 21 - Laudo de sondagem SPT E11
- Figura 22 - Laudo de sondagem SPT E21
- Figura 23 - Laudo de sondagem SPT E30
- Figura 24 - Curva carga x recalque da prova de carga 05
- Figura 25 - Curva carga x recalque da prova de carga 11
- Figura 26 - Curva carga x recalque da prova de carga 21
- Figura 27 - Curva carga x recalque da prova de carga 30
- Figura 28 - Laudo SPT SP-919 - Quadra 1 parte 1
- Figura 29 - Laudo SPT SP-919 – Quadra I – Parte 2.
- Figura 30 - SPT - Estaca 1
- Figura 31 - SPT - Estaca 2
- Figura 32 - SPT - Estaca 3
- Figura 30 - Planilha para Previsão da Capacidade de Suporte de um Elemento de Fundação por Estaca
- Figura 31 - Gráfico de dispersão para Aoki & Velloso (1975)
- Figura 32 - Gráfico de dispersão para Décourt & Quaresma (1978)
- Figura 33 - Gráfico de dispersão para Teixeira (1996)
- Figura 34 - Gráfico de dispersão para Laprovitera & Benegas (1988; 1993).
- Figure 35 - Gráfico de dispersão para Monteiro (1997)

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Cargas e dimensões de trabalho de estacas pré-moldadas de concreto

Tabela 2 - Coeficientes K e α do método de Aoki-Velloso

Tabela 3 - F_1 e F_2 para Aoki-Velloso (adaptado)

Tabela 4 - Valores de K e α para Laprovitera e Benegas (1988)

Tabela 5 - Valores de F_1 e F_2 para Laprovitera (1988) e Benegas (1993)

Tabela 6 - Coeficientes K e α para Monteiro (1997)

Tabela 7 - Valores de F_1 e F_2 para Monteiro (1997)

Tabela 8 - Coeficiente K para o Método de Décourt-Quaresma (1978)

Tabela 9 - Coeficientes α para o Método de Décourt-Quaresma (1978)

Tabela 10 - Coeficientes β para o Método de Décourt-Quaresma (1978)

Tabela 11 - Parâmetros α_{tex}

Tabela 12 - Parâmetros β_{tex}

Tabela 13 - Resultados calculados pelos métodos semi-empíricos

Tabela 14 - Resumo de R^2 e coeficiente angular

LISTA DE SIGLAS

Abase = área da base.

Afuste = área do fuste.

Ap = área da base da estaca.

Ca = cota de arrastamento.

Cp = cota de base.

Fd = variação da energia potencial.

ft = tensão de atrito lateral.

fu = atrito lateral unitário.

F1 = fator de escala.

F2 = fator de escala.

hcrav = comprimento de cravação do amostrador.

K = coeficiente que depende do tipo de solo.

L = comprimento da estaca.

NBR = Norma Técnica brasileira

Neq = valor de torque equivalente N_{SPT} .

Nl = média dos valores de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Np = valor médio do índice de resistência à penetração no intervalo de 4 diâmetros acima da base da estaca até 1 diâmetro abaixo.

N_{SPT} = índice de resistência à penetração.

P = perímetro do fuste da estaca.

Pbu = resistência da base última.

Psu = capacidade de carga última lateral.

qu = valor de atrito de base unitário.

RL = resistência lateral.

RP = resistência de base.

R1 = fator de redução.

SML = (Slow Maintained Load Test).

SPT = (Standard Penetration Test).

SPT_{médioL} = média aritmética dos SPT's que envolvem o fuste da estaca.

SPT_{médiop} = média aritmética dos SPT's da base.

T = valor do torque.

T_{máx} = torque máximo medido no ensaio.

U = perímetro da seção transversal da estaca.

α = coeficiente empírico para correção da resistência de base.

αL = área lateral total do amostrador SPT.

atex = parâmetro adotado em função do tipo do solo e de estaca.

aufrgs = coeficiente de ajuste aplicado à resistência lateral.

β = coeficiente para correção da resistência lateral.

β_{tex} = parâmetro adotado em função do tipo da estaca.

β_{ufrgs} = coeficiente de ajuste aplicado à resistência de base.

ΔL = espessura de cada camada do solo considerada.

Σ = somatório.

f_t = adesão média ao longo do fuste.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
2. OBJETIVOS.....	14
2.1. OBJETIVO GERAL.....	14
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
3. JUSTIFICATIVA.....	15
4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	16
4.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS	16
4.2. FUNDAÇÃO POR ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO	16
4.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	17
4.4. SPT	18
4.5. CAPACIDADE DE CARGA	19
4.6. METODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA ESTIMAR CAPACIDADE DE CARGA.....	19
4.6.1. MÉTODO DE AOKI-VELLOSO (1975)	20
4.6.1.1. LAPROVITERA E BENEGAS (1988;1993)	23
4.6.1.2. MONTEIRO (1997).....	25
4.6.2. MÉTODO DE DÉCOURT-QUARESMA (1978).....	27
4.6.3. MÉTODO DE TEIXEIRA (1996).....	29
4.7. PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM ESTACAS	30
4.8. CASOS REAIS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA E SPT	31
4.8.1 CASO A	32
4.8.2. CASO B	37
4.8.3. CASO C	40
4.8.4. CASO D	45
4.9. REGRESSÃO LINEAR E COEFICIENTE DE DETERMINAÇÃO R^2	50
5. METODOLOGIA DE PESQUISA.....	53
5.1. INTRODUÇÃO	53
5.2. SELEÇÃO DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	53
5.3. CASOS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO.....	53
5.4. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE UM ELEMENTO DE FUNDAÇÃO POR ESTACA	54
5.5. AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS	55

6. RESULTADOS.....	56
7. CONCLUSÕES.....	63
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	64
ANEXO A.....	66

1. INTRODUÇÃO

O estudo adequado do subsolo onde será apoiada a estrutura é essencial em uma obra de engenharia civil para que seja econômica e segura. Por isso, é necessária a realização de ensaios de campo e de estimativas, a fim de garantir maior proveito na elaboração e execução dos projetos geotécnicos.

Para avaliar a capacidade de carga da fundação é necessário que após conhecidos os parâmetros do solo, por meio de ensaios como SPT, seja feita a estimativa da capacidade de carga, uma das formas é por meio de utilização de métodos semi-empíricos para a previsão da capacidade de carga em fundações. De acordo com Cintra & Aoki (2010), as fórmulas teóricas nem sempre fornecem resultados adequados para previsão da capacidade de carga de elementos de fundação por estacas. Por isto utilizam-se os métodos semi-empíricos, os quais são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga.

Segundo Niyama, Aoki, Chamecki (1998) a metodologia denominada SML (*Slow Maintained Load Test*) é considerada o procedimento convencional mais antigo utilizado no Brasil. Nestes ensaios as cargas são aplicadas nos blocos por meio de macaco hidráulico calibrado. Nos casos em que a carga máxima é muito elevada, utiliza-se um conjunto de macacos hidráulicos, com sistema elétrico ou manual de acionamento simultâneo para todo o conjunto. Em casos de provas de carga sobre estacas, um bloco de coroamento deve ser previamente concretado, para servir como o elemento de transmissão das cargas do macaco para a fundação.

Na literatura sobre este assunto, há diversos métodos destinados à previsão da capacidade de carga, em sua maioria baseados nos resultados de ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), com isto é perceptível a necessidade do estudo dos métodos que mais se aproximem da capacidade de carga considerada real, a fim de caucionar maior segurança no dimensionamento das fundações, e averiguar a eficiência dos métodos para estacas pré-moldadas de concreto.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Avaliar a precisão e acurácia de métodos semi-empíricos disponíveis na literatura, os quais são comumente empregados para estimar a capacidade de suporte de um elemento de fundação por estaca. As análises foram feitas de modo a comparar os resultados obtidos com provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto com as estimativas de métodos semi-empíricos que usam como base o índice de resistência à penetração, obtido com o ensaio SPT.

2.2. Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- selecionar métodos semi-empíricos para previsão de capacidade de suporte de um elemento de fundação por estaca pré moldada de concreto;
- pesquisar na literatura técnica casos de obra com resultados de ensaio SPT e provas de carga executadas em estacas pré-moldadas de concreto;
- estimar, para cada caso de obra selecionado, as capacidades de suporte dos elementos de fundação por estacas a partir de distintas metodologias, considerando-se os laudos de sondagem e as informações geométricas das estacas empregadas;
- comparar as estimativas dos métodos semi-empíricos com os valores obtidos a partir da realização de provas de carga estática em estacas;
- avaliar, estatisticamente, os resultados obtidos.

3. JUSTIFICATIVA

A capacidade de carga de fundações profundas, não é uma característica unicamente do solo ou da estrutura da fundação, pois depende das características de ambos, como dimensões da fundação e sua profundidade de assentamento e características do solo.

Com isto, nos projetos de fundações, a estimativa da capacidade de carga é uma etapa essencial para garantir a estabilidade da estrutura. A fim de trazer melhorias para futuros estudos geotécnicos e maior precisão nesta previsão de capacidade de carga escolheu-se métodos semi-empíricos que utilizam o ensaio de SPT para determinar os parâmetros do solo, pois é esta a sondagem mais difundida no Brasil, por ser um ensaio econômico e simples.

Sabendo que, para garantir segurança dos usuários, a ABNT NBR 6122:2010 implica que para obras com mais de 100 estacas é obrigatória à execução de provas de carga, no mínimo, em 1% das estacas, a fim de comparar os valores obtidos antes da execução, com o resultado das provas de carga, o presente estudo averiguou qual dos métodos semi-empíricos comumente utilizados possui maior validade, por meio de estudos estatísticos e analíticos.

Com comparações entre os métodos de previsão de carga, a fim de provar sua acurácia, as fundações futuras terão maior precisão com a real capacidade de carga, garantindo a estabilidade da fundação, segurança e conforto aos usuários, menores ajustes técnicos no decorrer da obra e maior economia.

Em suma, no final da comparação entre os métodos, poderá se obter a capacidade de carga referente a cada metodologia e sua acurácia em relação à prova de carga, o que facilitará o estudo geotécnico, pois mostrará o método semi-empírico mais preciso e econômico.

4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este item aborda definições necessárias para a compreensão dos objetivos propostos nesse estudo. Serão abordados temas referentes às fundações por estacas pré-moldadas de concreto, tais como definição, caracterização do subsolo, métodos semi-empíricos para estimar capacidade de carga e especificação do ensaio de prova de carga estática em estacas. Quando este estudo fora iniciado, a norma de estruturas de fundações em vigor era a ABNT NBR 6122:2010, porém recentemente houve uma atualização da mesma a ABNR NBR 6122:2019.

4.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo a ABNT NBR 6122:2010, define-se como fundação profunda aquela que transmite a carga proveniente da superestrutura ao terreno pela base (resistência de base), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas. Além disto, nas fundações profundas a profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro da menor dimensão, em planta, do elemento de fundação.

4.2. FUNDAÇÃO POR ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

As estacas pré-fabricadas de concreto armado tem o seu primeiro registro de utilização no Brasil década de 1920, quando foram utilizadas para a construção do Jóquei Clube do Rio de Janeiro. Já as primeiras estacas protendidas foram 19 utilizadas por volta do ano de 1950. O concreto armado centrifugado começou a ser produzido por volta de 1960, com técnicas inovadoras de centrifugação de concreto trazidas por uma empresa italiana ao país (FARIA, 2008).

Conforme a ABNT NBR 6122:2010, as estacas são elementos de fundação profunda executada inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida do operário para executá-la. Os materiais empregados podem ser de aço, madeira, concreto pré-moldado, concreto protendido, concreto centrifugado, concreto moldado *in situ* ou mistos.

A Tabela 1 apresenta as cargas de trabalhos e as dimensões usuais de estacas pré-moldadas de concreto.

Tabela 1 - Cargas e dimensões de trabalho de estacas pré-moldadas de concreto

TIPO DE ESTACA		DIMENSÃO (cm)	CARGA USUAL (kN)	CARGA MÁXIMA (kN)
CONCRETO	Vibrada quadrada ($\sigma = 6$ a 9 MPa)	20x20	250	350
		25x25	400	550
		30x30	550	800
		35x35	800	1000
	Vibrada circular ($\sigma = 9$ a 10 MPa)	$\Phi 20$	300	400
		$\Phi 29$	500	600
		$\Phi 33$	700	800
	Protendida circular ($\sigma = 9$ a 11 MPa)	$\Phi 20$	250	350
		$\Phi 25$	250	600
		$\Phi 33$	700	800
	Centrifugada circular ($\sigma = 9$ a 11 MPa)	$\Phi 20$	250	300
		$\Phi 26$	400	500
		$\Phi 33$	600	750
		$\Phi 42$	900	810
		$\Phi 50$	1300	1170
$\Phi 60$		1700	1230	

Fonte: HACHICH *et al.* (1998).

4.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para que a fundação seja devidamente dimensionada, são necessárias investigações geotécnicas no terreno. Schnaid (2012) explica que o ambiente físico, descrito a partir das condições do subsolo constitui-se em pré-requisito para projetos geotécnicos seguros e econômicos e que as informações geotécnicas assim obtidas são indispensáveis à previsão da solução do projeto.

Além disto, Hachich *et al.* (1998) complementa que os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundação são:

- dados geológicos/geotécnicos: investigação do subsolo entre outros dados geológicos e geotécnicos;
- topografia da área: levantamento topográfico, dados sobre erosões, taludes e encostas no terreno;
- dados da estrutura a construir: sistema estrutural, cargas e o tipo de utilização que terá a nova obra;
- dados sobre construções vizinhas: número de pavimentos e carga média por pavimento, tipo de estrutura e fundações, existência de subsolo e possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra;

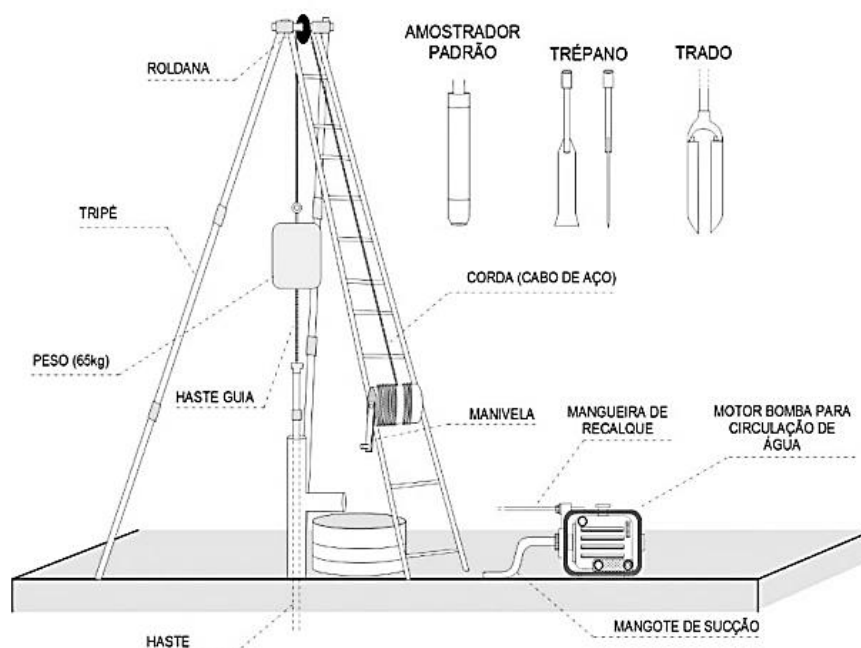
A partir destas investigações é feito o projeto geotécnico de fundações.

4.4. SPT

Um dos ensaios mais difundidos para reconhecimento do subsolo no Brasil é o SPT. Segundo Velloso e Lopes (2004), as sondagens à percussão são perfurações capazes de ultrapassar o nível d'água e atravessar solos relativamente compactos ou duros. O furo deve ser revestido, caso se apresente instável; caso se apresente estável a perfuração pode prosseguir sem revestimento. A perfuração avança na medida em que o solo, desagregado com auxílio de um trépano, é removido por circulação de água.

Este ensaio é normatizado pela ABNT NBR 6484:2001. A sondagem é feita por meio de trado, conforme ilustra a Figura 1, ou de lavagem, sendo utilizada para a obtenção de amostras de solo e tem o intuito de obter índices de resistência na penetração das distintas camadas de solo que constituem o subsolo. Baseia-se no reconhecimento dos diferentes tipos de solo e as respectivas características de cada camada de solo do terreno.

Figura 1 - Equipamento utilizado para sondagem



Fonte: HIGACHI (2016).

4.5. CAPACIDADE DE CARGA

Segundo a ABNT NBR 6122:2010, a capacidade de carga de uma fundação profunda, estaca ou tubulão isolado, é definida como a força aplicada sobre o elemento de fundação que provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes, oferecendo simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura do solo ou do elemento de fundação.

4.6. METODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA ESTIMAR CAPACIDADE DE CARGA

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, são considerados métodos semi-empíricos aqueles em que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

4.6.1. Método de Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi apresentado em contribuição ao 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações realizado em Buenos Aires, em 1975, e foi originalmente desenvolvido a partir de resultados obtidos em ensaios de penetração estática (ensaios de cone), sendo possível a sua utilização a partir de ensaios de penetração dinâmica (SPT) por meio da utilização de um fator de conversão (K), apresentado na tabela 2.

Assim, a capacidade de carga última da estaca é a soma das parcelas devido à resistência de base e resistência lateral da estaca, como mostra a equação 1.

$$R = RL + RP \quad (1)$$

Os autores partiram de correlações estabelecidas para os solos brasileiros entre o N e a resistência unitária de base RP em kN pode-se escrever pela equação 2:

$$RP = K . N \quad (2)$$

Para a resistência unitária por atrito lateral local no ensaio do cone, preferiu-se adotar correlações estabelecidas por Begemann (1965) entre este parâmetro e a resistência de base, conforme a equação 3:

$$R_1 = \alpha . RP \quad (3)$$

Os coeficientes K e α tem seus valores representados na Tabela 2.

Tabela 2 - Coeficientes K e α do método de Aoki-Velloso

VALORES DE K E α		
TIPO DE SOLO	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia silto-argilosa	7	2,4
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argilo-arenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: CINTRA E AOKI (2010).

O conhecimento dessas correlações permite a estimativa dos parâmetros correspondentes para uma estaca pelas equações 4 e 5:

$$R'p = \frac{Rp}{F1} = \frac{KN}{F1} \quad (4)$$

$$R'1 = \frac{R1}{F2} = \frac{\alpha KN}{F2} \quad (5)$$

Os coeficientes F1 e F2 levam em consideração a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Seus valores foram

determinados por comparações com resultados de provas de carga, conforme a tabela 3:

Tabela 3 - F1 e F2 para Aoki-Velloso (adaptado)

Estaca	F₁	F₂
Franki	2,50	2 F ₁
Metálica	1,75	2 F ₁
Pré-moldada (com <i>D</i> em metro)	1 + D/0,80	2 F ₁
Escavada	3,00	2 F ₁
Raiz, Hélice contínua, Ômega	2,00	2 F ₁

Fonte: CINTRA & AOKI (2010).

A fórmula geral, equação 6, para o cálculo da capacidade de carga segundo este método é:

$$Pr = Ap \cdot \frac{KN}{F_1} + \sum C_a U \cdot \Delta L \cdot \frac{\alpha \cdot KN}{F_2} \quad (6)$$

Onde:

Ap = área da base da estaca;

U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

Ca = cota de arrastamento;

Cp = cota de base.

Obtidos os valores de atrito e base unitários, tem-se o valor final de capacidade de carga última de base, dado na equação 7, multiplicando-se estes valores pelas suas áreas correspondentes:

$$Pbu = Abase \cdot qu \quad (7)$$

Onde:

Pbu = capacidade de carga última de base;

$Abase$ = área da base;

qu = valor de atrito de base unitário.

$$Psu = Afuste \cdot fu \quad (8)$$

Onde:

P_{su} = capacidade de carga última lateral;

A_{fuste} = área do fuste;

f_u = atrito lateral unitário.

A profundidade de assentamento da base da estaca é aquela, como recomenda a ABNT NBR 6122:2010, correspondente a uma carga de ruptura mínima de pelo menos duas vezes a carga admissível (útil) da estaca. Ou seja, adota-se no método o fator de segurança igual a 2, como indica a equação (9).

$$R_u \geq 2 \times \text{Carga útil da estaca} \quad (9)$$

4.6.1.1. Laprovitera e Benegas (1988;1993)

O Método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988) propôs para o coeficiente α valores conforme a confiabilidade da sondagem. Além dessa modificação, o autor sugere outros valores para F_1 e F_2 .

Para o coeficiente K , este sugere o uso dos valores propostos por Danziger (1982). Os novos coeficientes para a fórmula de Aoki e Velloso (1975) estão na tabela 4 e na tabela 5. É importante ressaltar que, nas avaliações da resistência de base, tomou-se a média dos N numa faixa de um diâmetro da estaca para cima e um para baixo (ou pelo menos 1m acima e 1m abaixo), o que obriga o usuário dos novos valores a adotar o mesmo procedimento. O número de provas de carga avaliadas situava-se em torno de 200, dentre os vários tipos de estacas.

Tabela 4 - Valores de K e α para Laprovitera e Benegas (1988)

VALORES DE K E α		
TIPO DE SOLO	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	6,0	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia silto-argilosa	5,3	2,4
Areia argilosa	5,3	2,8
Silte arenoso	4,8	3,0
Silte areno-argiloso	3,8	3,0
Silte	4,8	3,0
Silte argilo-arenoso	3,8	3,0
Silte argiloso	3,0	3,4
Argila arenosa	4,8	4,0
Argila areno-siltosa	3,0	4,5
Argila silto-arenosa	3,0	5,0
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6,0

Fonte: LAPROVITERA (1988); BENEGAS (1993).

Além dos coeficientes alterados, os autores também mudaram a relação de F1 com F2, deixando de ser $F2=2F1$.

Tabela 5 - Valores de F1 e F2 para Laprovitera (1988) e Benegas (1993)

VALORES DE K E α		
TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: LAPROVITERA (1988); BENEGAS (1993).

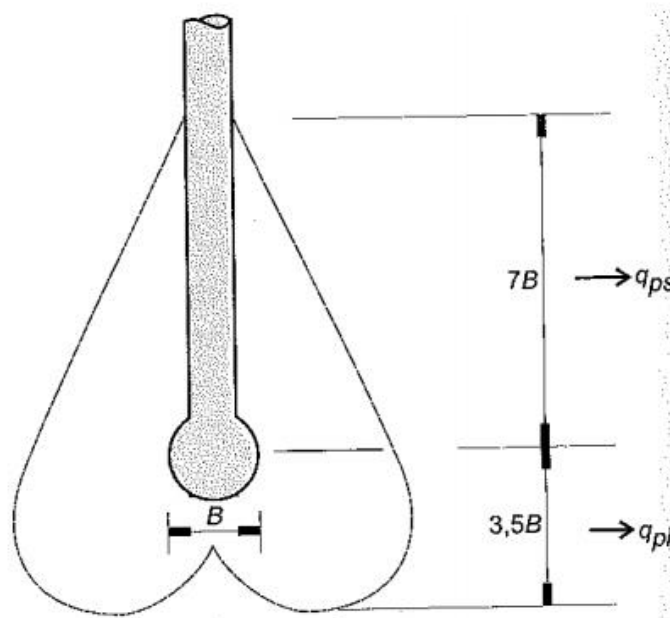
4.6.1.2. Monteiro (1997)

Monteiro (1997) estabeleceu correlações diferentes, tanto para k e α , mostradas na tabela 2.6, como para $F1$ e $F2$, mostradas na tabela 5. No método aprimorado por Monteiro, algumas recomendações foram feitas:

- O valor de N é limitado a 40;
- Para o cálculo da resistência de base unitária ($q_{p,ult}$), deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente, conforme Figura 2. Os valores para cima fornecem, na média, q_{ps} e os valores para baixo fornecem q_{pi} . O valor a ser adotado será o expresso na equação 10.

$$q_u = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (10)$$

Figura 2 - Determinação da resistência de base segundo Monteiro (1997)



Fonte: MONTEIRO (1997).

Tabela 6 - Coeficientes K e α para Monteiro (1997)

VALORES DE K E α		
TIPO DE SOLO	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia silto-argilosa	6,3	2,4
Areia argilo-siltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte areno-argiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argilo-arenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila areno-siltosa	3,0	3,8
Argila silto-arenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Fonte: MONTEIRO (1997).

Tabela 7 - Valores de F1 e F2 para Monteiro (1997)

VALORES DE F1 E F2		
TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki de fuste apiloado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice continua	3	3,8

Fonte: MONTEIRO (1997).

4.6.2. Método de Décourt-Quaresma (1978)

O método de Décourt & Quaresma (1978) é um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga, fundamentado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. Desenvolvido a princípio para estacas pré-moldadas de concreto, e com o passar do tempo estendido para outros tipos de estacas tais como, escavadas em geral, hélice continua e injetadas.

Décourt & Quaresma (1978) apresentam os valores de K (Tabela 6) determinados experimentalmente, considerando os resultados de 41 provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto. Os valores atribuídos à variável K relaciona a resistência de base com o valor SPT médio, em função do tipo de solo. Nas Tabelas 7 e 8 apresentam-se os coeficientes β e α , respectivamente, em função do tipo de solo e estaca. Em 1991, Décourt apresentou o conceito de N equivalente

“Neq”, baseado nos resultados da sondagem SPT-T para determinar a capacidade de carga de estaca. Assim:

Tabela 8 - Coeficiente K para o Método de Décourt-Quaresma (1978)

TIPO DE SOLOS	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areia	400

Fonte: DÉCOURT (1996).

Tabela 9 - Coeficientes α para o Método de Décourt-Quaresma (1978)

Solo	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz
Argilas	1	0,85	0,85	0,30	0,85
Solos intermediários	1	0,60	0,60	0,30	0,60
Areias	1	0,50	0,50	0,30	0,50

Fonte: DÉCOURT (1996).

Tabela 10 – Coeficientes β para o Método de Décourt-Quaresma (1978)

Solo	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz
Argilas	1	0,80	0,90	1	1,50
Solos intermediários	1	0,60	0,75	1	1,50
Areias	1	0,50	0,60	1	1,50

Fonte: DÉCOURT (1996).

A capacidade de carga é dada pela equação (11):

$$R_t = R_l + R_p \quad (11)$$

Sendo (11) equivalente a (12):

$$R_t = \sum \left(\left(\frac{SPT_{médioL}}{3} + 1 \right) 10 \cdot U \cdot \Delta t \cdot \beta \right) + SPT_{médioP} \cdot K \cdot A_p \cdot \alpha \quad (12)$$

Onde:

Rl = resistência lateral;

Rp = resistência de base;

$SPT_{médioL}$ = média aritmética dos SPT's que envolvem o fuste da estaca;

$SPT_{médioP}$ = média aritmética dos SPT's da base;

α = coeficiente para correção da resistência de base;

β = coeficiente para correção da resistência lateral;

U = perímetro lateral da estaca;

Ap = área da base da estaca;

ΔL = espessura da camada em análise;

K = coeficiente que depende do tipo de solo.

Para a obtenção da carga admissível da estaca aplica-se um fator de segurança global igual a 2.

4.6.3. Método de Teixeira (1996)

Teixeira (1996) teve como base para a formulação do seu método, os estudos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). O autor adotou parâmetros α_{tex} e β_{tex} para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca. Com isto propôs a equação (4.12):

$$R = Rp + Rl = \alpha_{tex} Np Ap + \beta_{tex} Nl Pl \quad (13)$$

Onde:

Np = valor médio do índice de resistência à penetração no intervalo de 4 diâmetros acima da base da estaca até 1 diâmetro abaixo;

Nl = média dos valores de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

α_{tex} = parâmetro adotado em função do tipo do solo e de estaca;

β_{tex} = parâmetro adotado em função do tipo da estaca;

P = perímetro do fuste da estaca;

L = comprimento da estaca.

Na tabela 10 e 11 apresentam-se os valores de α_{tex} e β_{tex} .

Tabela 11 - Parâmetros α_{tex}

Tipo de solo (4<N<40)	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: TEIXEIRA (1996).

Tabela 22 - Parâmetros β_{tex}

Tipo de estaca	β_{tex} (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada	4
Raiz	6

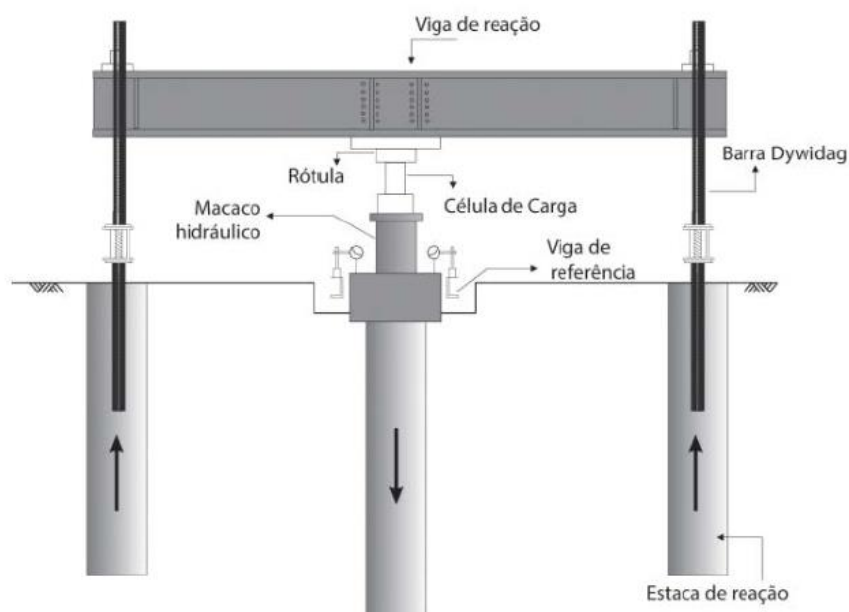
Fonte: TEIXEIRA (1996).

4.7. Provas de carga estáticas em estacas

Conforme a ABNT NBR 12131:2005 a prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes do topo da mesma e também de sua base. Os esforços aplicados podem ser axiais, de tração ou de compressão, ou transversais.

O ensaio de prova de carga pode ser classificado quanto à natureza do carregamento, podendo ser estática ou dinâmica. A prova de carga estática consiste na observação do comportamento da estrutura sob o efeito de solicitação de carga estática, conforme a Figura 3.

Figura 3 - Prova de carga estática – ABNT NBR 12131:2006



Fonte: CINTRA *et al.* (2013).

A análise de dados obtidos mediante prova de carga estática em estacas permite determinar:

- curva carga x recalque;
- capacidade de carga.

A principal vantagem de realizar a prova de carga estática na obra é conseguir simular os “reais comportamentos” da fundação na construção.

4.8. Casos reais de provas de carga estática e SPT

Ao realizar revisões bibliográficas encontrou-se em teses de mestrado e doutorado casos de prova de carga e sondagens SPT no Brasil que serviram de base de dados deste estudo que estão apresentados nos subitens a seguir. A figura 4 mostra os estados dos quais foram retirados os casos.

Figura 4- Localização geográfica dos casos selecionados

Fonte: Autoria Própria (2019)

4.8.1 CASO A

Soares (2006), escolheu dois locais como áreas experimentais de fundação: Sesi do Ibura e outro no CRCN (Centro Regional de Ciências Nucleares) onde executou a caracterização geológica-geotécnica de depósitos. Ambos localizados na cidade de Recife-PE onde indicam as Figuras 5 e 6.

Figura 5 - Foto aérea da área experimental do Sesi-Ibura



Fonte: SOARES (2006).

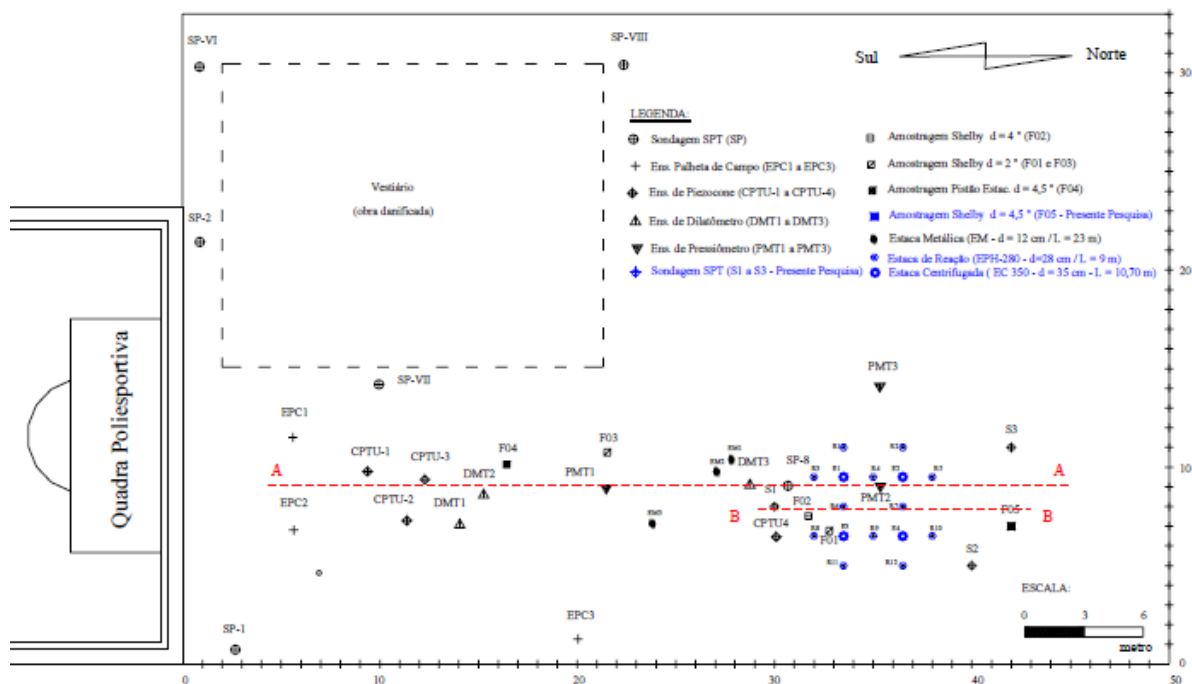
Figure 6 - Foto aérea da área experimental do CRCN



Fonte: Soares (2006).

A figura 7 mostra a localização dos ensaios geotécnicos no campo experimental Sesi-Ibura.

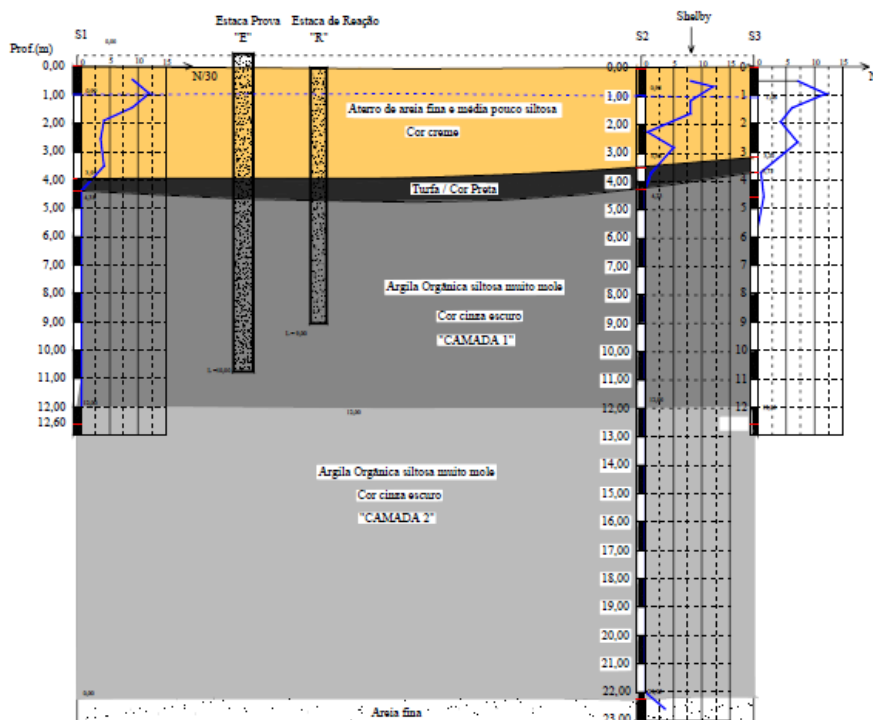
Figura 7 - Localização dos ensaios geotécnicos no campo experimental Sesi-Ibura



Fonte: SOARES (2006).

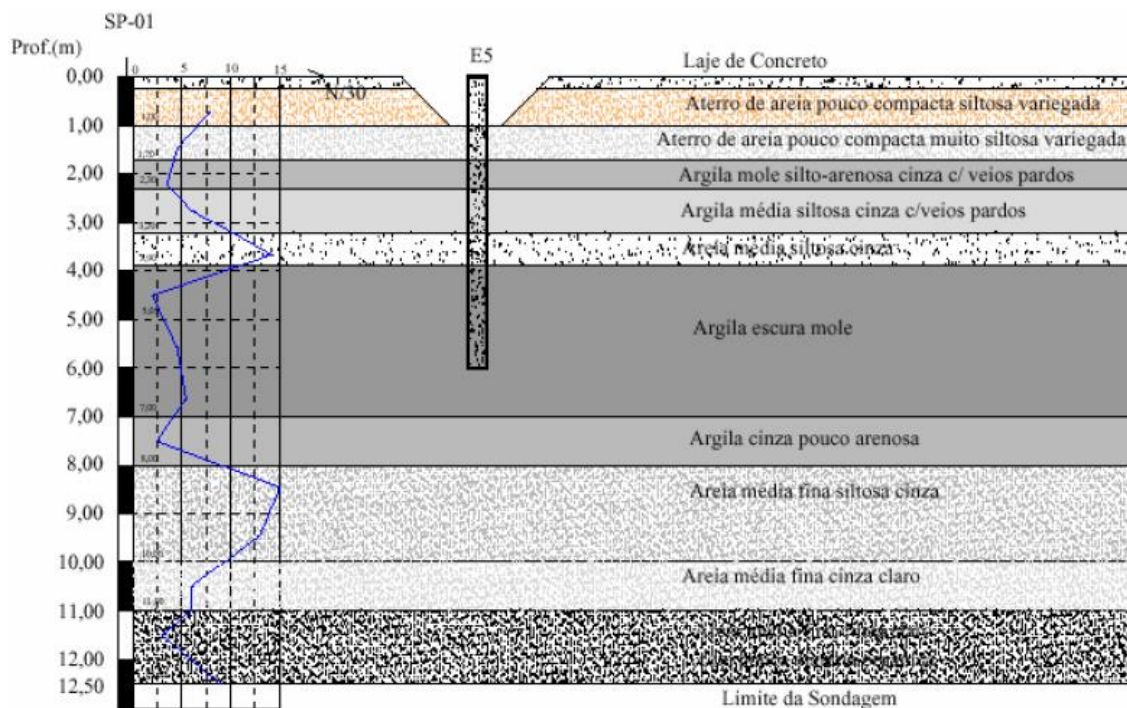
As sondagens resultaram nos perfis geotécnicos representados nas Figuras 8 e 9.

Figura 8 - Perfil geotécnico baseado nas sondagens à percussão do Sesi-Ibura – E1 e E2



Fonte: SOARES (2006).

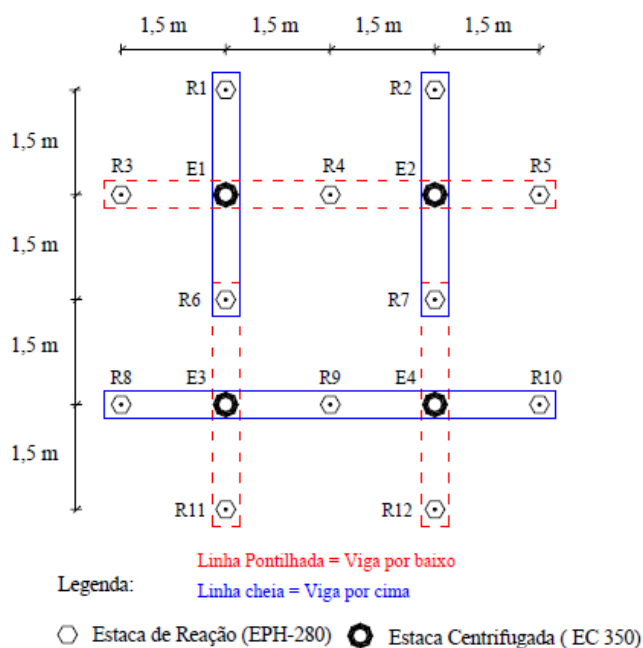
Figura 9 - Perfil geotécnico baseado nas sondagens à percussão do CRCN – E5



Fonte: SOARES (2006).

No Sesi-Ibura foi feito a montagem do sistema de reação da prova de carga nas estacas 1 e 2, conforme mostra a Figura 10.

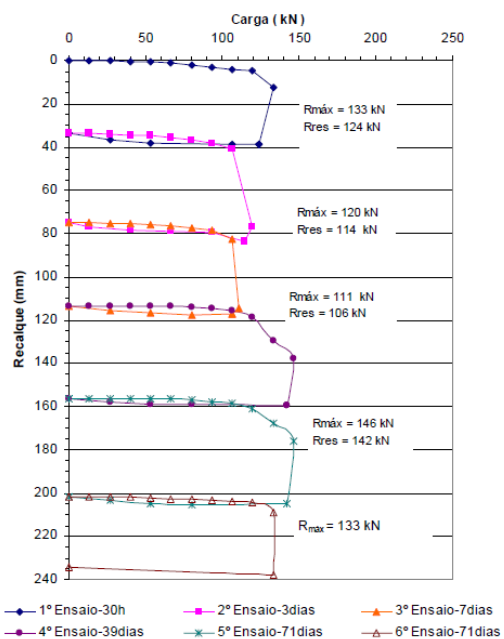
Figura 10 - Montagem do sistema de reação da prova de carga - E1 e E2



Fonte: SOARES (2006).

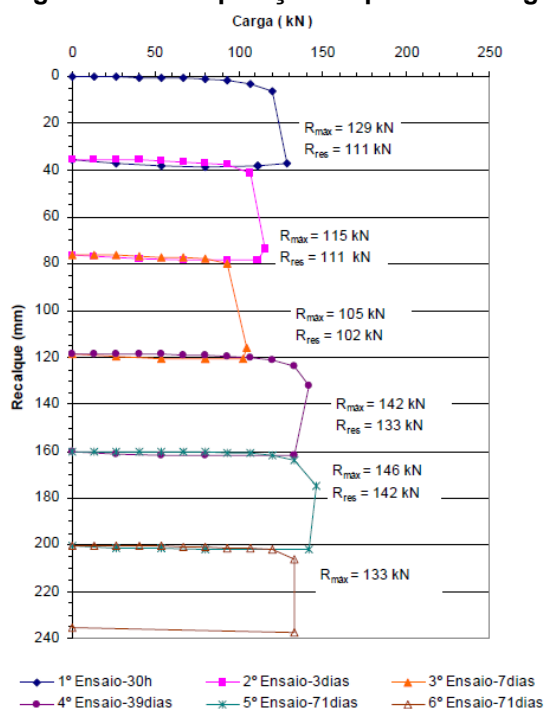
O resultado da extrapolação de van der Veen (1953), é representado na Figura 11 para a estaca E1, na Figura 12 para a estaca E2 e na Figura 13 para a estaca E5.

Figura 11 – Extrapolação da prova de carga para E1



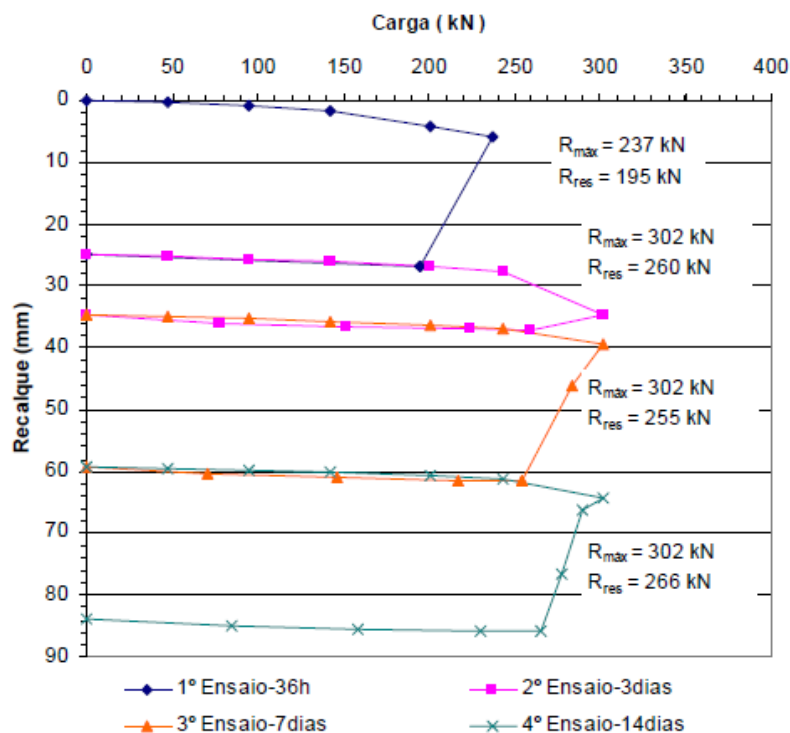
Fonte: SOARES (2006).

Figura 12 - Extrapolação da prova de carga para E2



Fonte: SOARES (2006).

Figura 13 - Extrapolação da prova de carga para E5



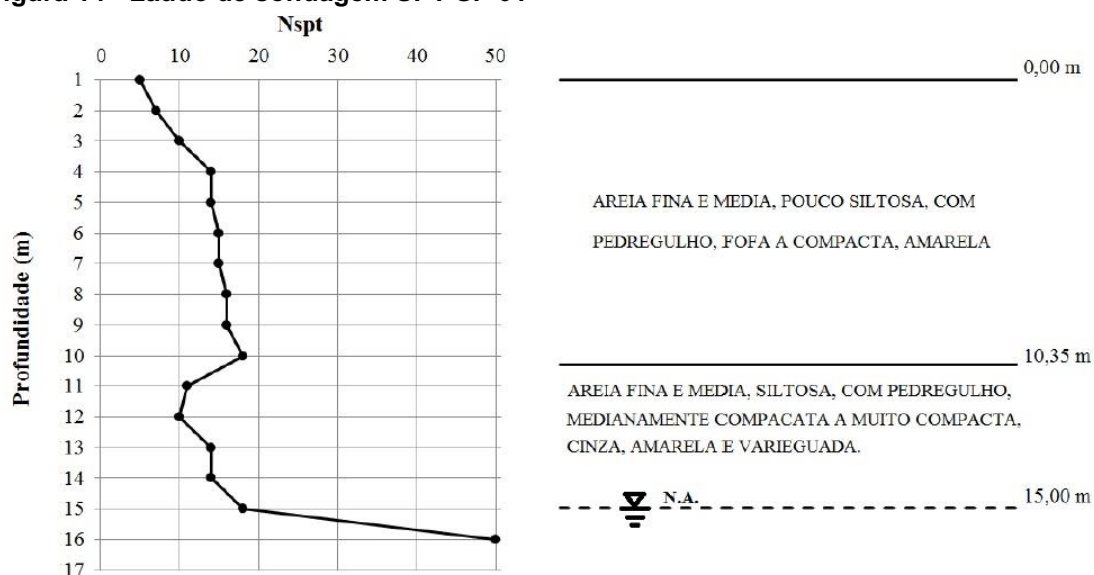
Fonte: SOARES (2006).

4.8.2. CASO B

Rodriguez (2015) analisou 7 estacas e suas respectivas provas de carga em dois locais distintos em Fortaleza, localizadas no bairro Aldeota e Meireles. O autor aplicou os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma, Monteiro e Teixeira, comparando-os com os resultados aferidos nas respectivas provas de carga.

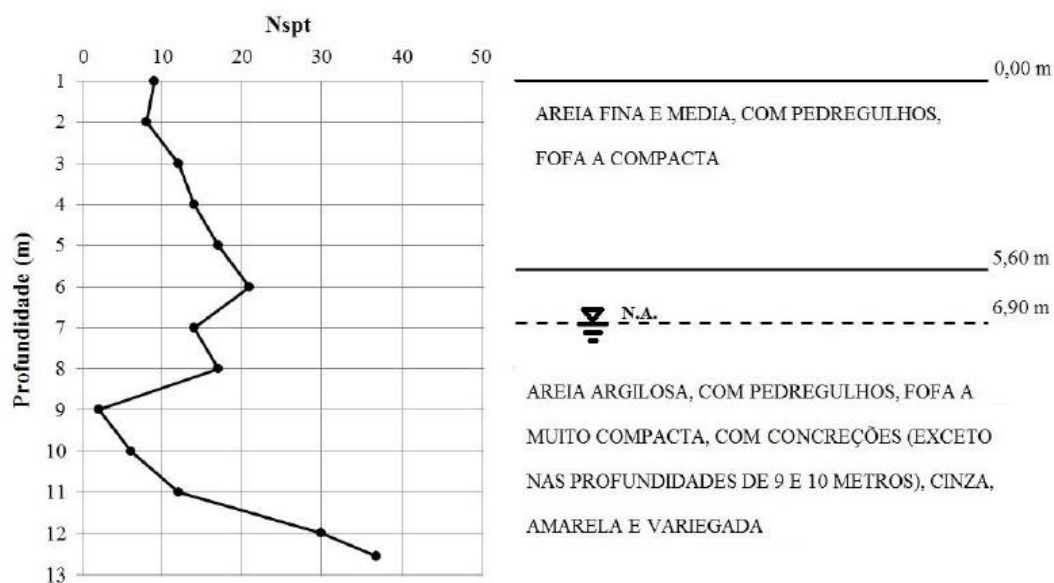
Dados da sondagem com o perfil geológico estão apresentados nas Figuras 14, 15 e 16.

Figura 14 - Laudo de sondagem SPT SP 01



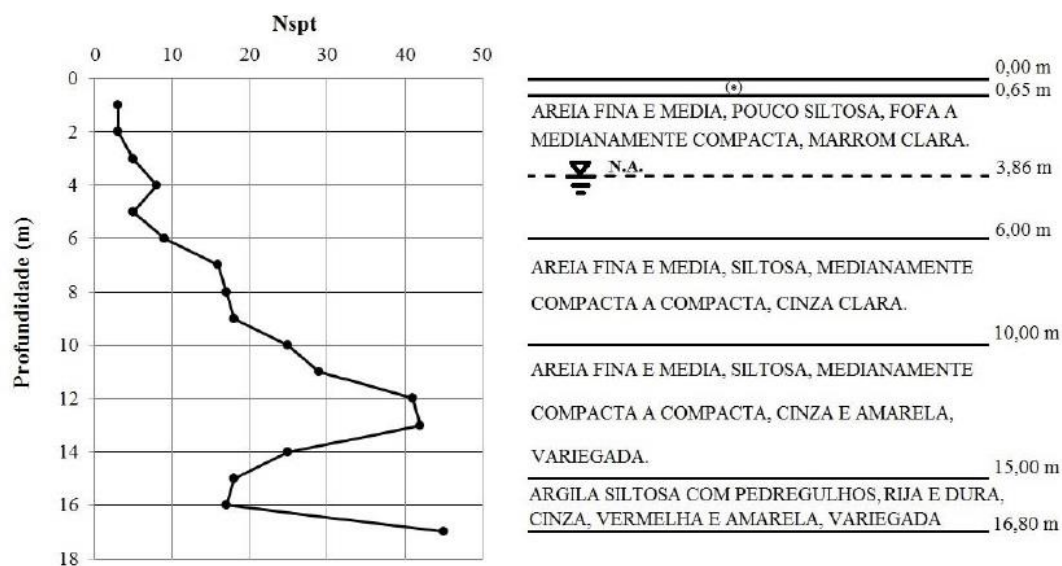
Fonte: RODRIGUEZ (2015).

Figura 15 - Laudo de sondagem SPT SP 01



Fonte: RODRIGUEZ (2015)

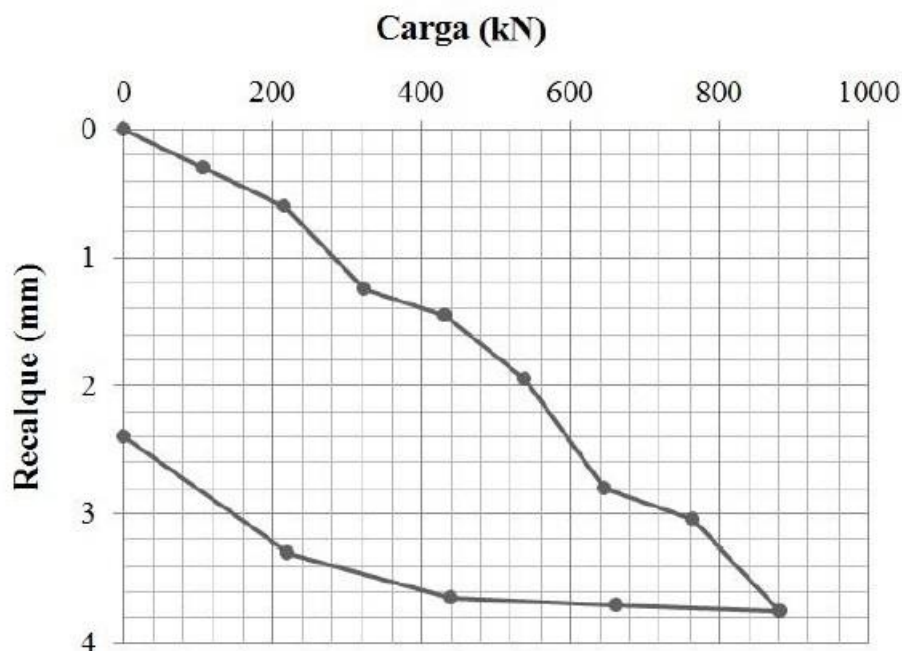
Figura 16: Laudo de sondagem SPT SP 03 – Rodriguez.



Fonte: RODRIGUEZ (2015).

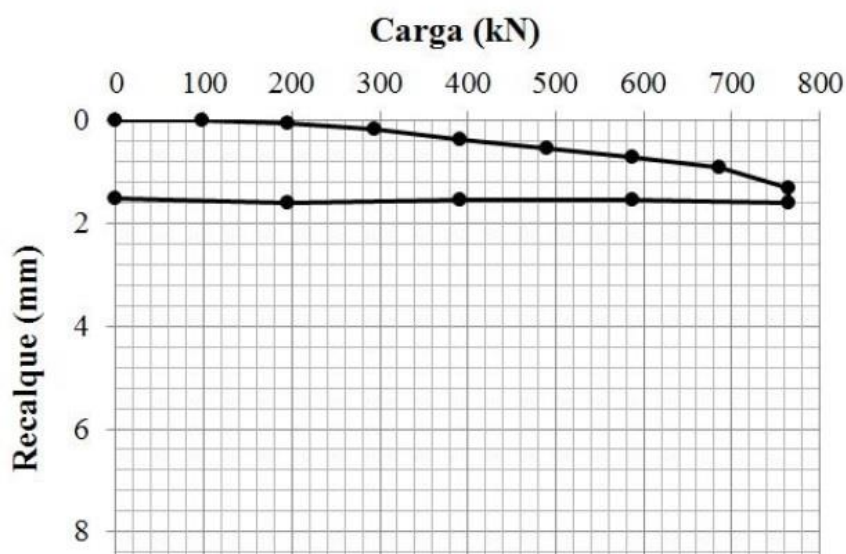
Rodriguez (2015) apresenta gráficos da curva carga x recalque onde é possível observar os valores de ruptura aferidos e extrapolados pelo método van der Veen (1953). As Figuras 17, 18 e 19 apresentam os gráficos obtidos.

Figura 17 - Curva carga x recalque da prova de carga 01



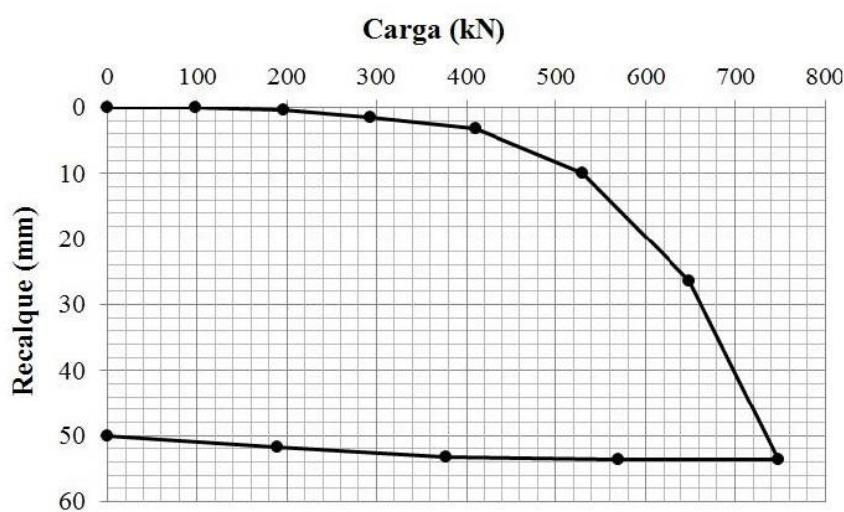
Fonte: RODRIGUEZ (2015).

Figura 18 - Curva carga x recalque da prova de carga 02



Fonte: RODRIGUEZ (2015).

Figura 19 - Curva carga x recalque da prova de carga 03



Fonte: RODRIGUEZ (2015).

4.8.3. CASO C

Vianna (2000) analisou 34 casos de provas de carga estática realizadas em estacas pré-moldadas de concreto, cravadas em diferentes locais da cidade de Curitiba e região metropolitana comparando-as aos resultados obtidos com métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), e o método Amaral (1982,1999). Neste trabalho extraiu-se dados referentes às 4 estacas.

Nas Figuras 20, 21, 22 e 23 seguem-se os laudos de sondagem SPTs próximos de cada estaca, que mostram mais detalhadamente o perfil geológico.

Figura 20 - Laudo de sondagem SPT E5

D = 38 cm L = 10 m	
N _{SPT}	Tipo de solo
0	Argila orgânica siltosa muito mole preta
0	
0	
0	
9	Silte argiloso médio verde
9	
22	Silte argiloso duro verde
36	Silte argiloso duro amarelo e cinza
27	Silte argiloso duro amarelo

Fonte: VIANNA (2000).

Figura 21 - Laudo de sondagem SPT E11

D = 20 cm L = 12 m	
N _{SPT}	Tipo de solo
4/15	Aterro - Argila siltosa orgânica com areia fina, preta, muito mole
3	Aterro - Argila orgânica, cinza escura
3	Silte argiloso com areia fina e variegado, fofo
2	Argila Siltosa com areia fina, variegada, muito mole à mole
4	
5	
4	
2	
2	Consistência média
5	
14	
20	Argila Siltosa com areia fina, variegada, rija
22	Argila Siltosa com areia fina, cinza, muito rija à dura
20	
25	
31	
36	
43	

Fonte: VIANNA (2000).

Figura 22 - Laudo de sondagem SPT E21

D = 25 cm L = 11,50 m	
N _{spt}	Tipo de solo
4	Argila silto-arenosa, vermelha, muito mole a mole.
3	
5	
8	
7	
15/8	Argila silto-arenosa, vermelha, consistência média.
6	Argila siltosa com areia grossa e pedregulho, variegada consistência média.
6	Argila siltosa com areia fina, variegada, consistência média.
6	
7	
8	
7	
8	
15	
19	Silte argilo-arenoso, variegado, compacto.
31	
23	
21	
21	
30	
19	
20	
31/25	

Fonte: VIANNA (2000).

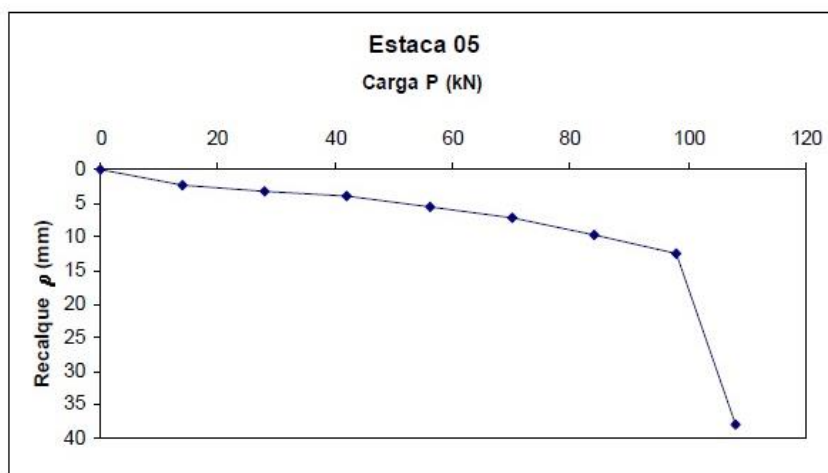
Figura 23 - Laudo de sondagem SPT E30

D = 28 cm L = 10,60 m	
N spt	Tipo de solo
5	Aterro - argila siltosa, marron, mole.
4	
6	Argila siltosa, preta, média.
5	
6	
7	Argila siltosa, variegada, mole.
8	
5	
6	Argila siltosa, roxa, média.
7	
6	Argila siltosa, variegada, rija.
13	
13	
16	Argila siltosa, variegada, rija.
18	
20	
22	
25	
33	Silte arenoso com pedregulhos, variegado compacto.
30	
31	
59	

Fonte: VIANNA (2000).

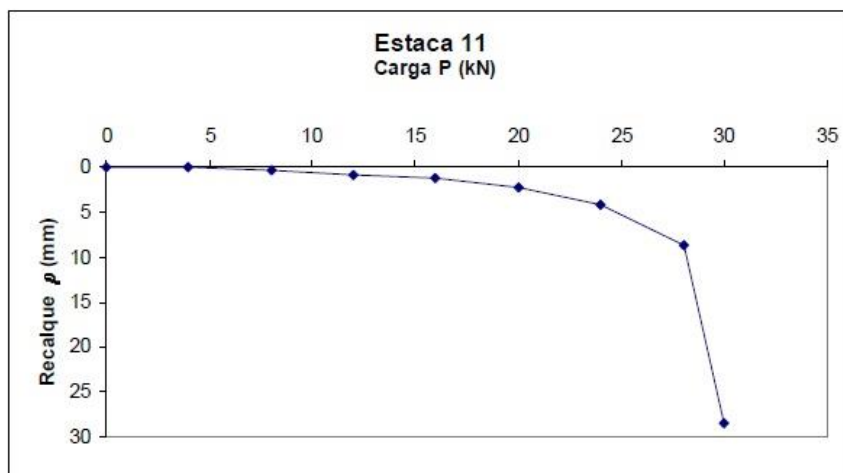
As Figuras 23 a 26 mostram as curva carga x recalque das estacas a serem analisadas.

Figura 24 - Curva carga x recalque da prova de carga 05



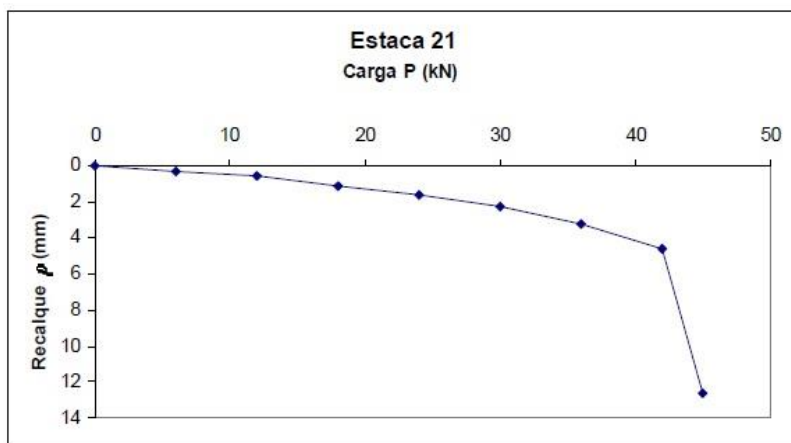
Fonte: VIANNA (2000).

Figura 25 - Curva carga x recalque da prova de carga 11



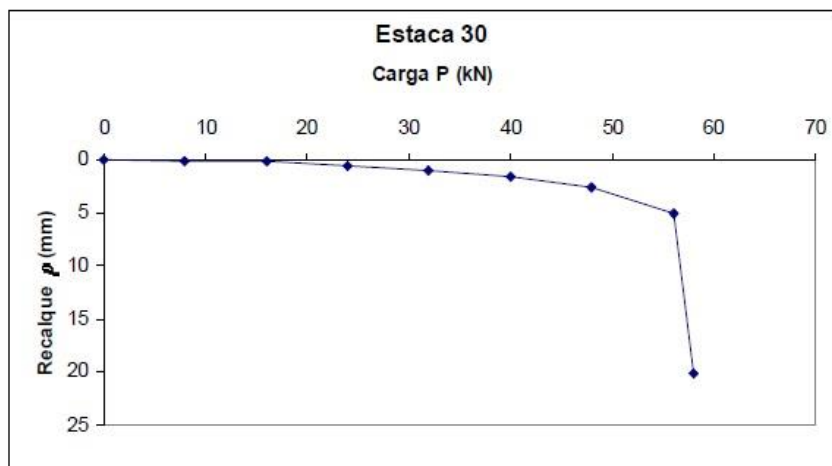
Fonte: VIANNA (2000).

Figura 26 - Curva carga x recalque da prova de carga 21



Fonte: VIANNA (2000)

Figura 27 - Curva carga x recalque da prova de carga 30



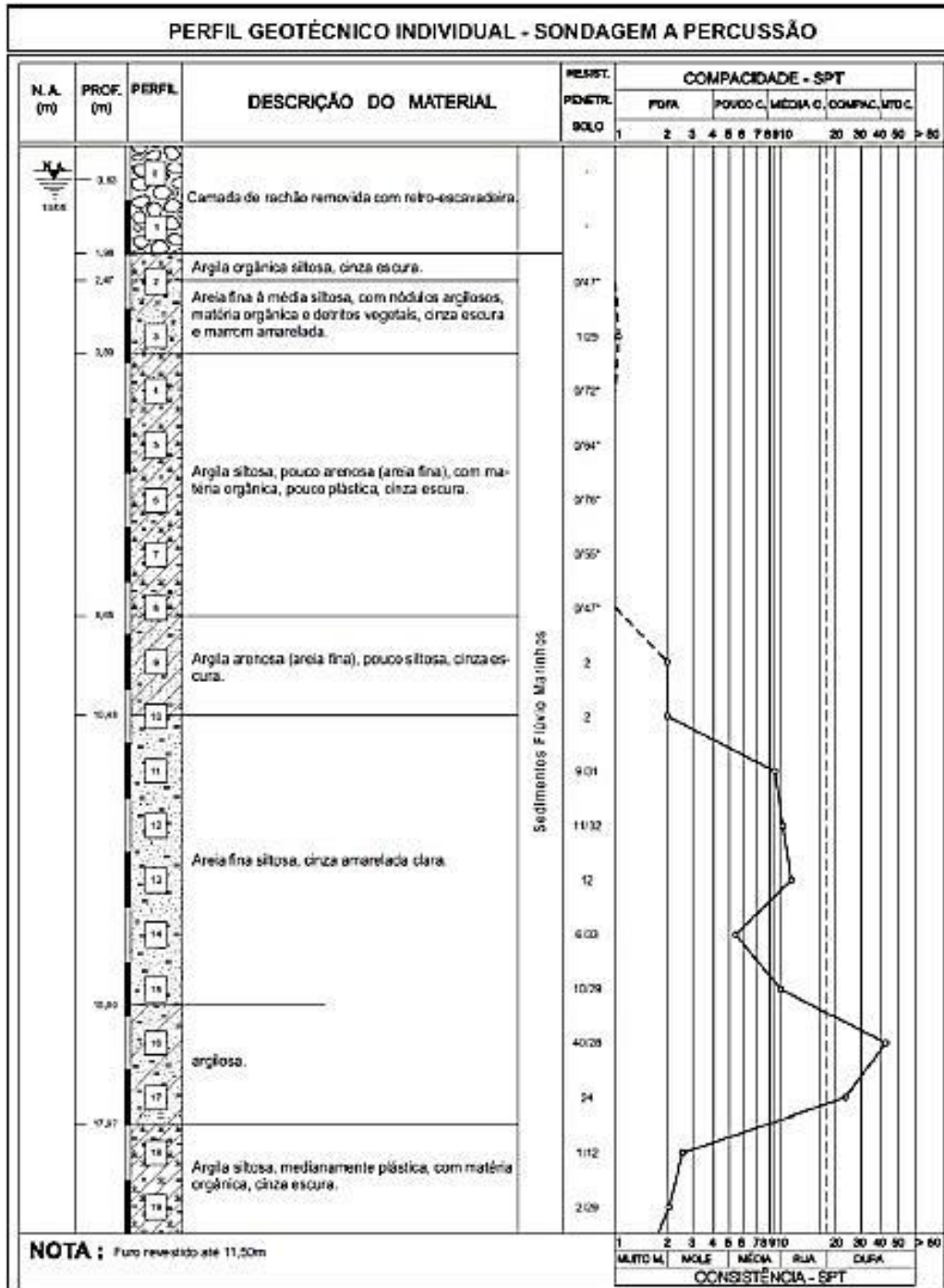
Fonte: VIANNA (2000).

4.8.4. CASO D

Cabette (2014) analisou os resultados dos testes de capacidade de carga na cidade de Cubatão-SP com três métodos semi-empíricos clássicos: Décourt e Quaresma, Aoki e Velloso e Teixeira.

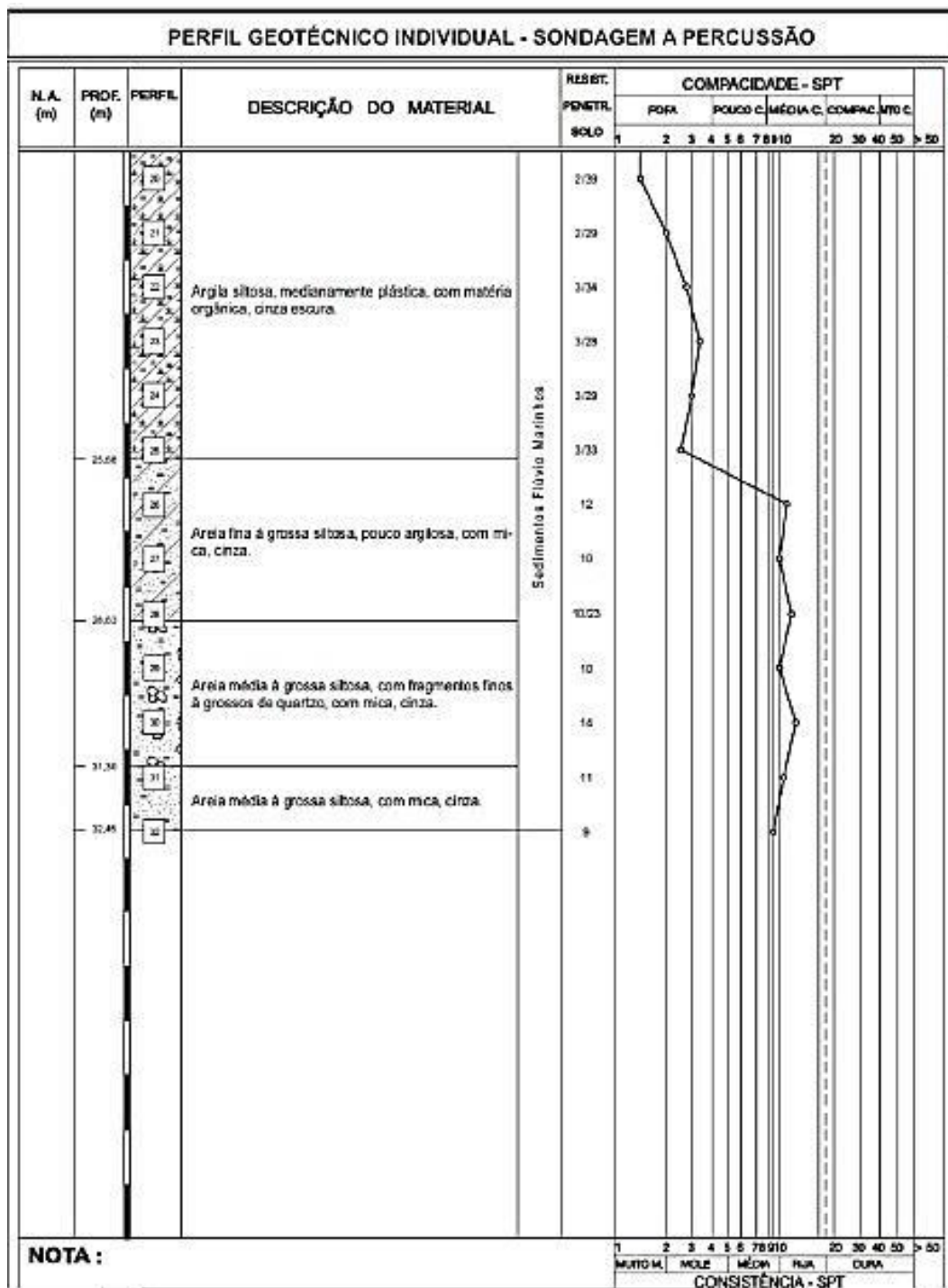
Nas Figuras 28 e 29 está o laudo de sondagem SPT utilizado pelo autor.

Figura 28 - Laudo SPT SP-919 - Quadra 1 parte 1



Fonte: CABETTE (2014).

Figura 29 - Laudo SPT SP-919 – Quadra I – Parte 2.



Fonte: CABETTE (2014).

4.8.5. CASO E

Lobo (2005) propôs à engenharia de fundações brasileira um novo método de previsão de capacidade de carga, obtido diretamente a partir de resultados de ensaios SPT, desenvolveu em sua pesquisa uma metodologia baseada na interpretação do ensaio SPT sugerida por Odebrecht (2003).

No intuito de validar a metodologia proposta por meio de um expressivo banco de dados compostos por 325 provas de carga à compressão e 43 provas de carga à tração, executadas em diferentes regiões do país. Das provas de carga à compressão, 132 casos são de estacas cravadas pré-moldadas de concreto, 28 de estacas metálicas, 95 de estacas hélice contínua e 70 casos de estacas escavadas. Já nas provas de carga à tração, 3 casos são de estacas cravadas pré-moldadas, 31 de estacas hélice contínua e 9 casos de estacas escavadas.

Concluiu-se que a partir de análises comparativas entre cargas previstas e medidas que o método proposto é capaz de prever de forma satisfatória a capacidade de carga. Nas figuras 30, 31 e 32 podem-se ver os SPT's utilizados neste estudo.

Figura 30 - SPT - Estaca 1

Estaca 1 - 19/10/1971 - Cubatão S.P - Eng. Solos Rel. 587/71_2					
Características	$\Phi =$	26	cm		
	L =	18,90	m		
	A/a =	25,990		SPT _{FUSTE}	5,15
	U =	0,82	m	SPT _{PONTA}	30
Prof. (m)	NSPT Campo	NSPT Utilizado	Solo	Penetração (m)	Penet / Golpe (m)
0	0	0	Argila Silto Arenosa	0,3	0,000
1	0	0		0,3	0,000
2	0	0		0,3	0,000
3	0	0		0,3	0,000
4	1,5	1,5		0,3	0,200
5	1,7	1,7		0,3	0,176
6	3,5	3,5		0,3	0,086
7	1,7	1,7		0,3	0,176
8	0,5	0,5		0,3	0,600
9	1,5	1,5		0,3	0,200
10	1,3	1,3		0,3	0,231
11	0,5	0,5		0,3	0,600
12	0,7	0,7		0,3	0,429
13	5,2	5,2	0,3	0,058	
14	8,3	8,3	Silte Argilo Arenoso	0,3	0,036
15	11,5	11,5		0,3	0,026
16	13,8	13,8		0,3	0,022
17	19	19		0,3	0,016
18	27	22		0,3	0,014
19	30	30		0,3	0,010
20	30	30		0,3	0,010

Fonte: Lobo (2005)

Figura 31 - SPT - Estaca 2

Estaca 2 - 19/10/1971 - Cubatão S.P - Eng. Solos Rel. 587/71_4					
Características	$\Phi =$	26	cm		
	L =	21,12	m		
	A/a =	25,990		SPT _{FUSTE}	6,84
	U =	0,82	m	SPT _{PONTA}	30
Prof. (m)	NSPT Campo	NSPT Utilizado	Solo	Penetração (m)	Penet / Golpe (m)
0	0	0	Argila Silto Arenosa	0,3	0,000
1	0	0		0,3	0,000
2	0	0		0,3	0,000
3	0	0		0,3	0,000
4	1,5	1,5		0,3	0,200
5	1,7	1,7		0,3	0,176
6	3,5	3,5		0,3	0,086
7	1,7	1,7		0,3	0,176
8	0,5	0,5		0,3	0,600
9	1,5	1,5		0,3	0,200
10	1,3	1,3		0,3	0,231
11	0,5	0,5		0,3	0,600
12	0,7	0,7		0,3	0,429
13	5,2	5,2		0,3	0,058
14	8,3	8,3	0,3	0,036	
15	11,5	11,5	Silte Argilo Arenoso	0,3	0,026
16	13,8	13,8		0,3	0,022
17	19	19		0,3	0,016
18	27	22		0,3	0,014
19	30	22		0,3	0,014
20	30	22		0,3	0,014
21	30	30		0,3	0,010
22	30	30		0,3	0,010

Fonte: Lobo (2005)

Figura 32 - SPT - Estaca 3

Estaca 3 - 25/03/1976 - Sumaré S.P - Engesolos Rel. 193/76_4					
Características	Φ =	26	cm		
	L =	10,5	m		
	A/a =	25,99		SPT _{FUSTE}	8,5
	U =	0,82	m	SPT _{PONTA}	22
Prof. (m)	NSPT Campo	NSPT Utilizado	Solo	Penetração (m)	Penet / Golpe (m)
	0	0	Argila Silto Arenosa	0,3	0,000
	3	3		0,3	0,100
2	4	4		0,3	0,075
3	5	5		0,3	0,060
4	5	5		0,3	0,060
5	3	3		0,3	0,100
6	6	6		0,3	0,050
7	11	11		0,3	0,027
8	15	15		0,3	0,020
9	18	18		0,3	0,017
10	15	15		0,3	0,020
11	22	22	0,3	0,014	

Fonte: Lobo (2005)

4.9. Regressão Linear e coeficiente de determinação R²

A maioria dos problemas práticos envolve mais de uma variável para fins de previsão. Para prever uma variável “x” por meio de outras variáveis “y” e “z” e descobre-se o plano que melhor se ajuste, no sentido dos mínimos quadrados, a um diagrama de dispersão de pontos em três dimensões.

Ao estudar o comportamento de um conjunto de dados por meio de um modelo matemático, a análise por regressão linear tem por objetivo relacionar duas ou mais variáveis por meio de “n” casos dessas variáveis. O comportamento destas duas variáveis pode ser observado em um gráfico de dispersão, onde é necessário ter o eixo cartesiano para identificar os pontos das variáveis, sendo uma das variáveis no eixo das abscissas e a outra variável no eixo das ordenadas, assim é marcado um ponto para cada par de valores.

E uma das formas de avaliar este gráfico é pelo do coeficiente de determinação, que indica, em porcentagem, quanto o modelo foi capaz de explicar os dados coletados. Este coeficiente é o R², dado pela equação 14.

$$R^2 = \frac{SQR}{SQT} = 1 - \frac{SQE}{SQT} = \frac{\beta \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) Y_i}{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}$$

Ou seja, R^2 é a razão entre a soma de quadrados da regressão linear e a soma de quadrados total. Desenvolvendo a equação 14, nota-se que:

$$0 \leq R^2 \leq 1$$

O coeficiente R^2 é adimensional, logo não é afetado pelas unidades de medida das variáveis X e Y. O R^2 é, portanto, uma medida descritiva da qualidade do ajuste obtido. Em geral refere-se ao R^2 como a quantidade de variabilidade nos dados que é explicada pelo modelo de regressão ajustado.

O conceito de precisão apresenta, segundo Monico (2009), “o grau de consistência de uma grandeza medida com sua média” apresentando a possibilidade de se encontrar erros aleatórios no processo de análise. Para esse autor, o conceito de acurácia é mais completo, englobando não apenas a possibilidade de se encontrar uma grandeza em si e seus respectivos erros, mas também a possibilidade de uma associação sistemática mediante o estabelecimento de um referencial. A acurácia, portanto, possibilita a junção de precisão e sistematicidade, resultando na formação de uma tendência e tornando os resultados mais eficientes.

Ao analisar dados que sugerem a existência de uma relação funcional entre duas variáveis, surge o problema de se determinar uma função matemática que exprima esse relacionamento, ou seja, uma equação de regressão que descreva a relação estatística entre uma ou mais variáveis preditoras e a variável resposta. A equação que relaciona os valores de Y e X é dada pela equação da reta:

$$y = ax + b$$

Para cada método semi-empírico, no gráfico de dispersão foi encontrado o coeficiente angular. Sabe-se que o valor do coeficiente angular de uma reta é a tangente do seu ângulo de inclinação. Com esta informação pode-se encontrar uma forma prática para obter o valor do coeficiente angular de uma reta sem precisar fazer uso do cálculo da tangente, e está ligado à inclinação da reta em relação ao eixo Ox.

O termo constante, b , é chamado coeficiente linear da reta. Para $x = 0$, temos $y = a \cdot 0 + b = b$. Assim, o coeficiente linear é a ordenada do ponto em que a reta corta o eixo Oy .

Como nossa linha de tendência tem origem nos pontos cartesianos $(0;0)$, portanto neste estudo a constante b é igual a zero.

Assim, para cada caso quanto o coeficiente angular for mais próximo de 1, mais preciso o método quando comparado à linha de tendência.

5. METODOLOGIA DE PESQUISA

5.1. Introdução

Este trabalho visou avaliar os métodos semi-empíricos comumente utilizados na engenharia de fundações para previsão da capacidade de suporte de fundações por estacas, assim como resultados de provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto em distintas localidades no Brasil. O foco principal da pesquisa é avaliar, estatisticamente, a precisão e acurácia de alguns métodos de previsão disponíveis na literatura correlata, quando seus resultados são comparados com resultados de provas de carga estática em estacas.

5.2. Seleção de métodos semi-empíricos

A maioria dos projetos geotécnicos de fundações elaborados no Brasil empregam resultados de ensaios SPT. Assim sendo, métodos semi-empíricos baseados nos valores de N_{SPT} foram selecionados para estimar a capacidade de carga axial de fundações por estacas. O critério utilizado para a escolha dos métodos avaliados neste estudo foram os que cotinham em seu método como prever a capacidade e carga em estacas de pré-moldada de concreto. Durante o período de desenvolvimento deste trabalho, foram estudados cinco métodos semi-empíricos disponíveis na literatura correlata ao assunto. Tais métodos estão listados a seguir.

- Aoki & Velloso (1975) adaptado;
- Aoki & Velloso modificado por Laprovitera e Benegas (1988);
- Aoki & Velloso modificado por Monteiro (1997);
- Décourt & Quaresma (1978) adaptado;
- Teixeira (1996).

5.3. Casos de provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto

A prova de carga estática é um dos modos mais tradicionais de ensaio para a determinação da capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca. Este

ensaio consiste, basicamente, em aplicar cargas crescentes no topo da estaca e registrar os recalques sofridos pela mesma. As cargas aplicadas podem ser axiais (tração ou compressão) ou transversais. Vale ressaltar, no entanto, que neste estudo, apenas cargas de compressão foram avaliadas, já que, de modo geral, estas são as cargas mais relevantes em fundações.

Considerando-se que, a partir de dados obtidos com a execução de prova de carga estática em estaca, é possível obter o “valor real” da capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca, distintos ensaios desta natureza realizados em estacas pré-moldadas de concreto foram selecionados na literatura técnica sobre o assunto. Os dados destes ensaios foram analisados pelos autores de modo a se obter a capacidade de carga de cada caso selecionado.

Além do valor da capacidade de carga de cada estaca, foi preciso extrair dados relacionados à geometria da seção da estaca, seu comprimento e a sondagem SPT do local onde foram feitos os ensaios, a fim de realizar a previsão de capacidade de suporte por meio dos métodos semi-empíricos supracitados.

5.4. Previsão da capacidade de suporte de um elemento de fundação por estaca

Para estimativa da capacidade de carga mediante os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), foi utilizada a planilha eletrônica desenvolvida por Rodrigues (2019), cuja interface está representada na Figura 30. Para o método de Teixeira, foi utilizada a planilha de Ferreira e Delalibiera (2012), e os métodos de Laprovitera & Benegas (1988;1993), e Monteiro (1997) foram calculados manualmente, cujo memorial está no anexo A.

Figura 30 - Planilha para Previsão da Capacidade de Suporte de um Elemento de Fundação por Estaca

The screenshot shows an Excel spreadsheet with the following content:

Previsão da Capacidade de Suporte de um Elemento de Fundação por Estaca - Métodos Semiempíricos

Camada de solo	Cota [m]	N _{SPT}	Tipo de Solo	Estaca
0	0,00	0	Areia siltosa	
1	1,00	5	Areia siltosa	
1	2,00	7	Areia siltosa	
1	3,00	10	Areia siltosa	
1	4,00	14	Areia siltosa	
1	5,00	14	Areia siltosa	
1	6,00	15	Areia siltosa	
1	7,00	15	Areia siltosa	
	8,00	16	Areia siltosa	
	9,00			
	10,00			
	11,00			
	12,00			
	13,00			
	14,00			
	15,00			
	16,00			
	17,00			

Tipo de Estaca	Φ Estaca [m]	Área Φ [m ²]	Perímetro Fuste [m]
Pré-moldada de Concreto Armado	0,30	0,070685834706	0,9424777960769

Orientações:
 Para o método Aoki & Velloso funcionar é preciso utilizar o comando "Subtotal", na aba "Dados", selecionando o parâmetro AL e a função. Apesar de os métodos Décourt & Quaresma e Teixeira não dependerem do comando "Subtotal" para funcionar, este comando pode ser utilizado. Para o funcionamento da planilha é preciso separar cada tipo de solo em camada tendo como base o laudo de sondagem (SPT). Cada tipo de solo deve ser separado em uma linha. Neste primeiro momento, os cálculos foram feitos com cotas inteiras, variando de 1 m em 1 m.

Fonte: RODRIGUES (2019).

5.5. Avaliação estatística dos resultados

Os resultados obtidos a partir da utilização de distintos métodos semiempíricos para previsão da capacidade de suporte de fundações por estacas e de provas de carga em estacas, foram avaliados com as ferramentas estatísticas de regressão linear e coeficiente de determinação R^2 a fim de mostrar a precisão nestes casos.

6. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados de capacidade de suporte das fundações de estacas pré-moldadas por meio dos métodos semi-empíricos, comparando-os com os resultados das provas de carga estáticas extrapoladas com o método de van der Veen (1953), cujo resultados foram calculados pelos autores dos casos selecionados na literatura técnica, nos casos onde não há a ruptura física, por meio do coeficiente de determinação R^2 .

Na Tabela 13 são apresentados os resultados das estimativas das cargas de ruptura, de cada método semi-empírico, para os 20 casos de estacas pré moldadas selecionados na literatura técnica que foram analisados neste estudo.

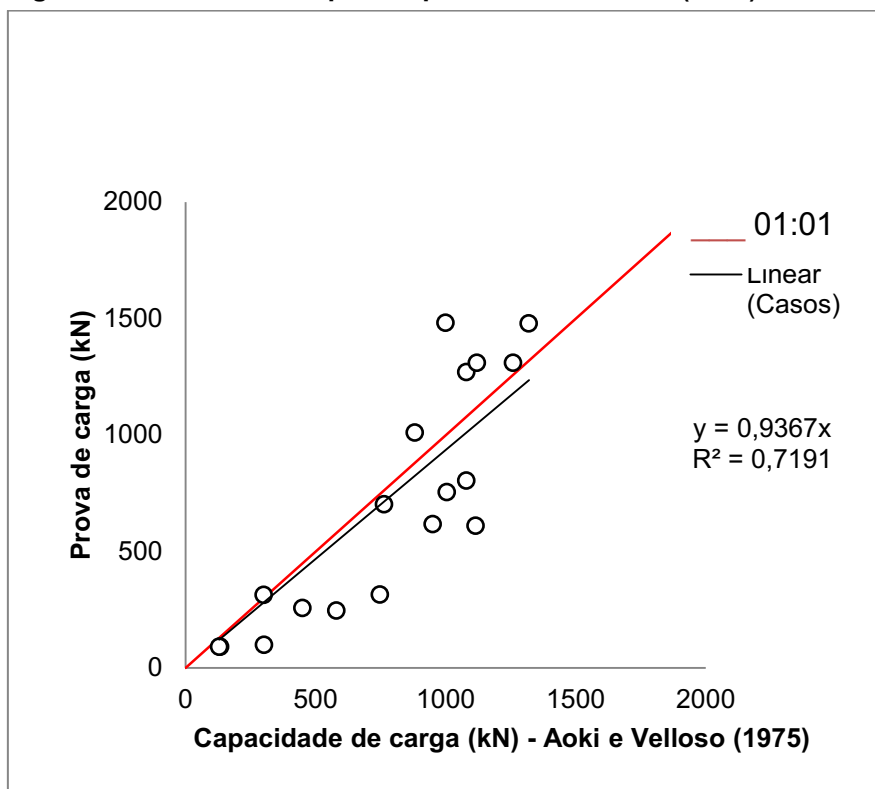
Tabela 13 - Resultados calculados pelos métodos semi-empíricos

Autor	Estaca	D [m]	L [m]	Quit [kN]					Prova de Carga Ru [kN]
				Aoki & Velloso [kN]	Décourt & Quaresma [kN]	Teixeira [kN]	Laprovitera & Benegas [kN]	Monteiro [kN]	
Vianna	5	0,38	9,60	803	913	855	869	781	1080
Vianna	11	0,20	12,00	313	226	218	292	249	300
Vianna	21	0,25	11,50	256	245	228	327	315	450
Vianna	30	0,28	10,60	246	290	253	263	224	580
Rodriguez	1	0,30	7,00	1009	625	597	518	544	882
Rodriguez	2	0,30	7,50	702	763	423	633	679	764
Rodriguez	3	0,30	3,90	314	267	162	178	216	747
Cabette	48-I3	0,23	27,00	1481	1590	797	688	660	1000
Cabette	59A-I3	0,23	26,00	1270	1364	640	481	559	1080
Cabette	61-I3	0,23	27,00	1309	1448	676	574	632	1120
Cabette	19-I3	0,23	27,00	1309	1448	676	574	632	1260
Cabette	21-I3	0,23	29,00	1479	1581	689	585	673	1320
Lobo	1	0,26	18,90	609	620	608	585	575	1115
Lobo	2	0,26	21,12	754	685	657	667	835	1005
Lobo	3	0,26	10,05	617	343	369	500	473	950
Soares	1	0,35	11,00	90	225	265	120	190	133
Soares	2	0,35	11,00	90	225	265	120	190	129
Soares	5	0,26	6,00	98	141	114	160	196	302

Fonte: Autoria própria (2019).

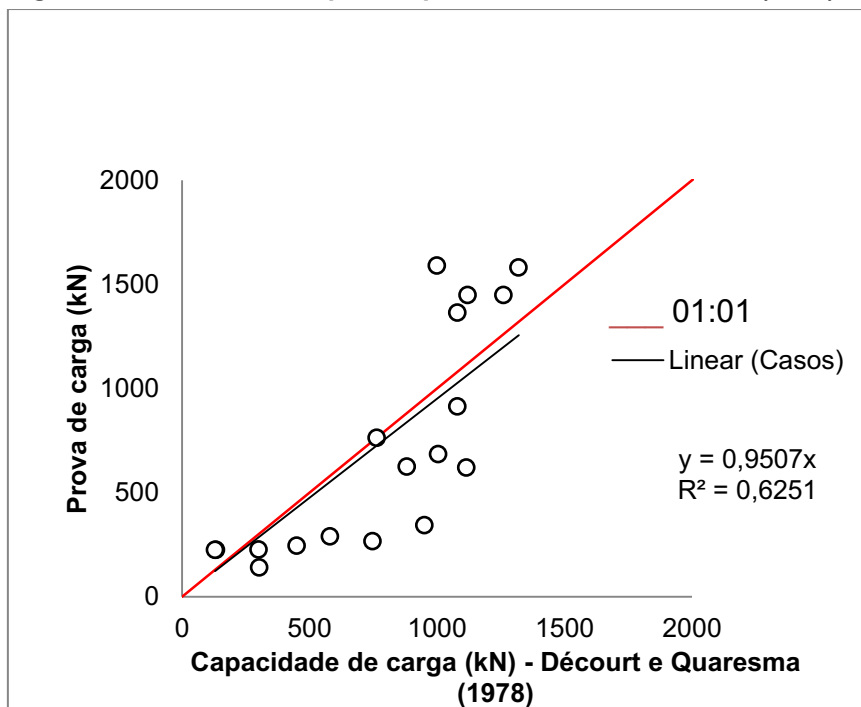
Com esses resultados, foi-se analisado pelo R^2 em gráficos de dispersão gerados no Excel, com eixo das provas de carga (kN) no eixo Oy e eixo das cargas admissíveis (kN) Ox foram marcados um ponto para cada caso, o que gerou o gráfico de dispersão a ser analisado, sendo a linha preta a linha de tendência gerada pelos pontos. Sendo estes representados nas Figuras 31 a 34.

Figura 31 - Gráfico de dispersão para Aoki & Velloso (1975)



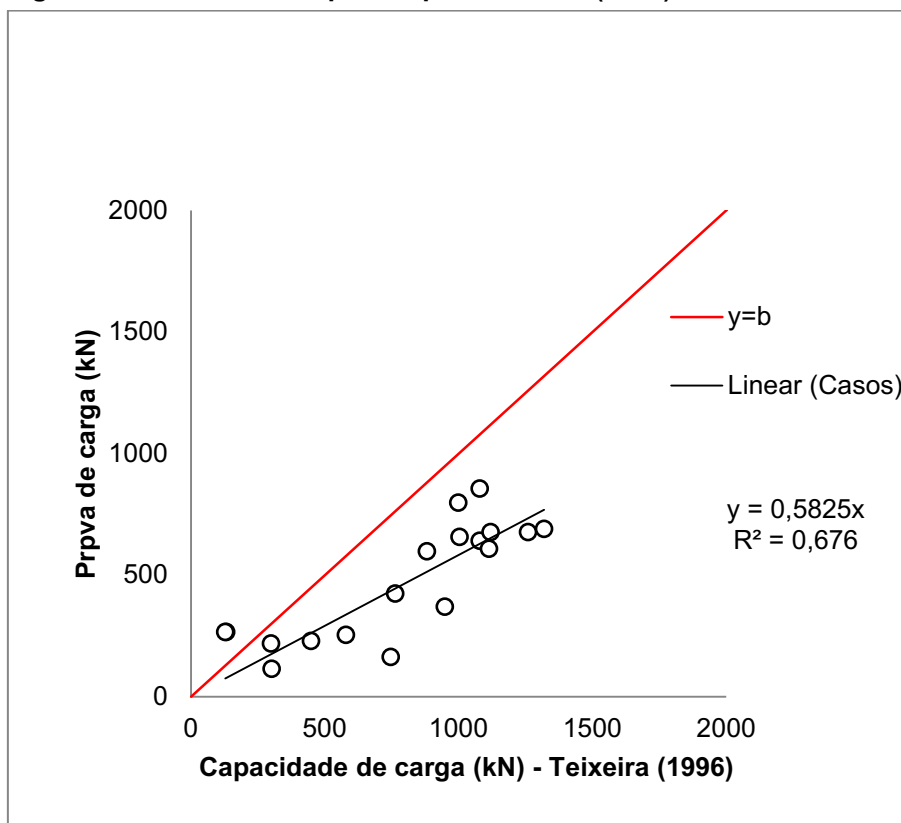
Fonte: Autoria própria (2019).

Figura 32 - Gráfico de dispersão para Décourt & Quaresma (1978)



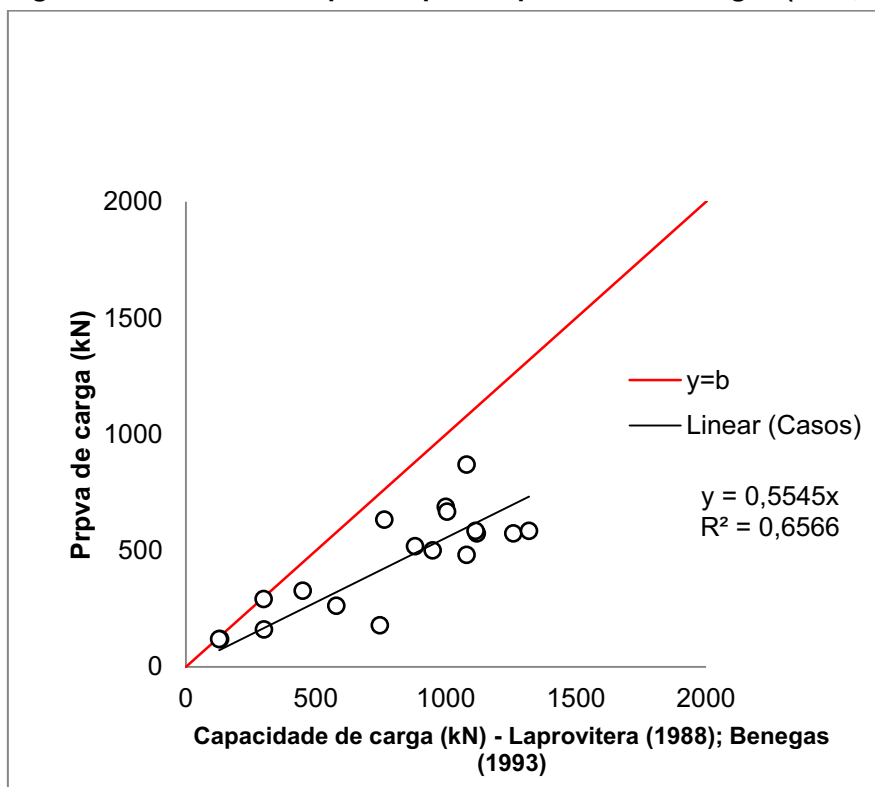
Fonte: Autoria própria (2019).

Figura 33 - Gráfico de dispersão para Teixeira (1996)



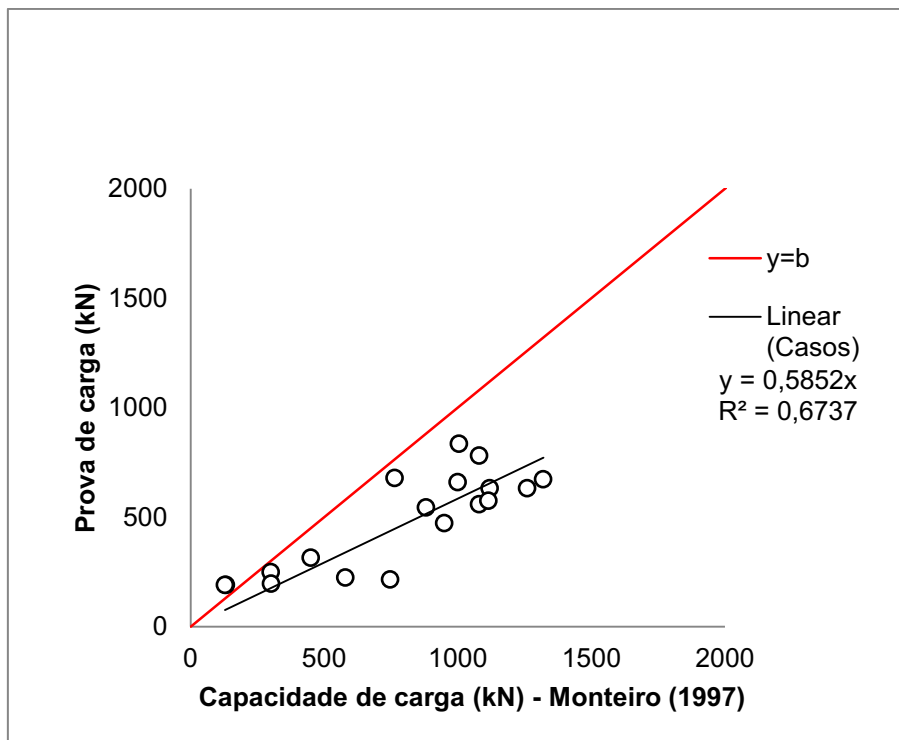
Fonte: Autoria própria (2019).

Figura 34 - Gráfico de dispersão para Laprovitera & Benegas (1988; 1993).



Fonte: Autoria própria (2019).

Figure 35 - Gráfico de dispersão para Monteiro (1997)



Fonte: Autoria própria (2019).

O resumo dos resultados, obtidos a partir das análises estatísticas, são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Resumo de R^2 e coeficiente angular

Método semi-empírico	R^2	coeficiente angular
Aoki & Velloso	0,7191	0,9367
Décourt & Quaresma	0,6251	0,9507
Teixeira	0,6760	0,5825
Laprovitera & Benegas	0,6566	0,5545
Monteiro	0,6737	0,5852

Fonte: Autoria própria (2019).

Conforme já abordado na metodologia, a acurácia dependerá de um parâmetro de comparação. Nas análises aqui realizadas e presentes nas Figuras 30 a 32 tem-se como parâmetro o eixo de simetria. Nesse sentido, é possível verificar a acurácia do método quando observado o quanto a linha de tendência se aproxima do eixo de simetria. Quanto mais equivalentes esses elementos do gráfico, mais os

valores medidos (eixo y) se aproximam dos valores estimados (eixo x). Sob esse ângulo, o método de Teixeira, Laprovitera & Benegas e Monteiro se mostraram bem menos acurados do que os métodos tradicionais de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma. Sendo, para esta base de dados, Laprovitera & Benegas o método que possui acurácia e precisão mais baixa que os demais.

É válido ressaltar que os autores Laprovitera & Benegas e Monteiro ajustaram os valores do método Aoki & Velloso com dados de sondagens e provas de carga realizadas no Rio de Janeiro, e neste trabalho não houveram casos realizados neste estado. Portanto a escolha do método a ser empregado no projeto geotécnico de fundações por estacas é importante, porque, por exemplo, estes métodos podiam, talvez, conduzir a resultados satisfatórios para uma determinada região no Rio de Janeiro, mas para outras regiões, os resultados sugerem que o método não conduziu bons resultados.

Prosseguindo a comparação dos métodos, há outra informação relevante apresentada nos gráficos: o coeficiente de determinação R^2 . Este fator apresenta o grau de qualidade do ajuste do modelo. Tem-se, portanto, na junção dos casos analisados, fatores de R^2 que mostram qual dos métodos apresenta melhor eficiência. Obviamente, como os demais conceitos utilizados para analisar as metodologias semi-empíricas (precisão e acurácia), este fator foi tomado com ressalva, compreendendo as limitações de quantidade de casos e de possíveis erros.

Conforme abasedo na metodologia, R^2 mostra menor variância entre os dados quando este valor se aproxima de 1, isto é, quanto mais próximo de 1, mais preciso o método. Neste trabalho, o método Aoki & Velloso mostrou-se o mais preciso dentre os métodos semi-empíricos avaliados.

Para o parâmetro acurácia Décourt & Quaresma mostrou-se mais eficiente, nestes casos. Em termos práticos, o método apresenta estimativas que tendem à maior exatidão em relação às provas de carga. No entanto o método mostrou-se menos preciso que os demais. Já o método que mostrou-se mais preciso foi o método de Aoki & Velloso, além disto, a acurácia do mesmo é a segunda melhor para os métodos aqui estudados.

No método semi-empírico de Aoki & Velloso, R^2 apresenta eficiência de aproximadamente 72%, Décourt & Quaresma de 62,5%, Teixeira de 67,5%, Laprovitera & Benegas 66% e Monteiro 67,4 % o que abase para a maior confiança

para o primeiro método em relação aos valores das provas de carga. Lembrando que este trabalho teve-se a 20 casos, representando apenas uma possibilidade inicial de visualização da eficiência dos métodos.

É válido ressaltar que o solo não é um material homogêneo, visto que em cada região o solo possui tipos de formações diferentes, pois advém de decomposição de rochas, devido às ações dos distintos agentes do intemperismo.

7. CONCLUSÕES

Foram escolhidos métodos semi-empíricos brasileiros para previsão de capacidade de suporte de um elemento de fundação por estaca que utilizam o perfil geotécnico traçados por meio de SPT, conforme a pesquisa na literatura técnica foram encontrados casos com resultados de ensaio SPT e provas de carga executadas em estacas pré-moldadas de concreto e feito a estimativa da capacidade de carga.

Com as cargas de suporte medidas e as cargas extrapoladas pelo método de Van deer Ven (1953), foram feitas análises pelas ferramentas estatísticas de regressão linear e coeficiente de determinação, e a partir de toda pesquisa realizada, concluiu-se que os métodos de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma foram os métodos mais acurados, o que, talvez, explique seu amplo uso em projetos geotécnicos de fundações realizados no Brasil.

Já os métodos semi-empíricos de Teixeira, Laprovitera & Benegas e Monteiro, mostraram-se como os mais conservadores. Pois o resultado medido comparado à prova de carga, apenas na estaca 2 do autor Soares, a previsão resultou em um valor maior que a prova de carga, nos demais 59 casos as previsões foram menores.

Como o solo é um material heterogêneo e possui diversas origens, é necessário que o banco de dados tenha um maior número de casos, e que possua uma vasta diversidade de regiões para que a conclusão tenha maior veracidade.

Para finalizar, o presente estudo contribuiu com engenheiros projetistas da área de fundações e acadêmicos, para que a estimativa de capacidade de suporte explicita a resistência da interação solo-estaca de maneira mais acurada em estacas pré-moldadas de concreto. Logo, implicando em menores gastos e superdimensionamento de estruturas. Sugere-se que sejam feitas mais pesquisas de sondagens e provas de carga em diversas realidades geológicas, e que estes casos sejam adicionados ao banco de dados do presente estudo. Além disso, para contribuir para a realidade das construções civis como um todo, a análise dos métodos semi-empíricos para os demais tipos de estaca como franki, metálica, raiz, Strauss, hélice contínua separadamente acrescentariam confiabilidade nas demais obras.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

_____. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 12069: Solo: Ensaio de penetração de cone in situ (CPT): Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 12131: Estacas- Prova de carga estática: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

_____.

VELLOSO, D.A.; AOKI, N.; SALAMONI, J.A.. **Fundações para o Silo Vertical de 100.000t no Porto de Paranaguá**. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1978, Rio de Janeiro. Anais do. Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. III. p. 125-151.

ALONSO, U.R.. Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir dos resultados de sondagens à percussão. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.4, p.19-32.

BEGEMANN, H.K.S.. *The use of the static penetrometer in Holland In New Zealand Engineering*, Vol. 18, No. 2, 1963, p. 41.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.. **Carga admissível em fundações profundas**. 1.ed. São Carlos/SP: USP/SC - Projeto Reenge, 1999, v.1, 61p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R.. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, p.45-53, v.1.

FARIA, R.. Tecnologia de base. **Revista Técnica**. Santos, n.135, jul. 2008. Disponível em: . Acesso em nov. 2014

HACHICH, W.; **Fundações Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, ABMS, ABEF, 1998. 760 p.

HIGASHI, R. A. R. Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras por meio de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2006. 486p. Disponível em: . Acesso em: 20 mai. 2016.

JOPPERT, I.. **Fundações e Contensões de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007. 221 p.

LAPROVITERA, H.. **Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. 1988. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LOBO, B.O.. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 121f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

NIENOV, F.A.. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2006. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil- Área de Construção Civil e Preservação Ambiental) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

PEIXOTO, A.S.P.. **Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações**. 2001. 468 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

SCHNAID, F.. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHULZE, T.. **Análise da capacidade de carga da estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por métodos semi-empíricos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 2013.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R.. **FUNDAÇÕES**, VOLUME 1: Critérios de projeto – investigação do subsolo – Fundações Superficiais. São Paulo: Nova Ed., 2004.

ANEXO A

Laporteria e Bonaviz		$\Sigma q_{ult} = 245,91$	
		$R_L = (\pi \cdot 0,28) \cdot 245,91$	
SPT E21 - TCC VINICUS L=11,5		$R_L = 216,31 \text{ Kw}$	
autor: VIANNA		Resistência de base	
Resistência Lateral		$R_b = \left(\frac{\pi \cdot 0,28^2}{4} \right) 250,6$	
comada	AL	Nméd	K $\alpha(\%)$ q_{ult}
I	3	4	3 5 51,93
		$R_b = 46,18$	
II	3	11,5	3 5 149,85
		$Q_{ult} = 216,31 + 46,18 = 262,49 \text{ Kw}$	
III	1	6	2,5 5,5 23,6
		~ ~ ~	
IV	4,5	7,55	2,5 5,5 133,5
		Rodríguez	
		$\Sigma q_{ult} = 356,33$	
		E01 - $\phi = 0,30$ L=700cm	
		Resistência Lateral	
		com AL Nméd. K $\alpha(\%)$ q_{ult}	
		I 7 11,3 6 1,4 189,6	
		Resistência de base	
		$R_b = \left(\frac{\pi \cdot 0,3^2}{4} \right) (600 \cdot 16) = 339,3$	
		$Q_{ult} = 339,3 + 189,6 (\pi \cdot 0,3) = 517,99$	
		~ ~ ~	
		Rodríguez	
		E02 - $\phi = 0,30$ - L=750	
		com AL Nméd. K $\alpha(\%)$ q_{ult}	
		I 5,60 14,46 6 1,4 194,34	
		II 1,9 18,42 5,3 3 158,99	
		$\Sigma q_{ult} = 353,33$	
		$R_L = 353,33 \cdot \pi \cdot 0,3$	
		$R_L = 333$	
		$R_b = \left(\frac{\pi \cdot 0,3^2}{4} \right) (630 \cdot 16) = 299,708$	
		$Q_{ult} = 632,70 \text{ Kw}$	
SPT E30 - VIANA - L=10,6 $\phi = 28$ cm			
Resistência Lateral			
com.	AL	Nméd	K $\alpha(\%)$ q_{ult}
I	2	4,5	2,5 5,5 35,35
		$\Sigma q_{ult} = 353,33$	
II	1	6	2,5 5,5 23,57
		$R_L = 333$	
III	5	6,2	2,5 5,5 121,78
		$R_b = \left(\frac{\pi \cdot 0,3^2}{4} \right) (630 \cdot 16) = 299,708$	
IV	2	6,5	2,5 5,5 51,071
		$Q_{ult} = 632,70 \text{ Kw}$	
V	0,6	6	2,5 5,5 14,14

Rodriguez - E3 $\phi 0,3$ L=390
 Comada de Nmid K α (1) qult
 I 3,21 6,23 6 1,4 47,99
 II 0,69 5 6 1,4 8,28
 $R_l = 8,28 \cdot \pi \cdot 0,3 = 17,8$
 $R_b = \left(\frac{\pi \cdot 0,3^2}{4} \right) \cdot \left(\frac{600 \cdot 8}{2} \right) = 169,64$
 $Q_{ult} = 169,64 + 17,8 = 187,45$

Melo - E25 $\phi = 50$ L=33
 Comada de Nmid K α qult
 I 3,75 5,6 6 1,4 50,4
 II 3,05 4,6 6 1,4 39,7
 III 1,2 15,83 3 3,4 45,6
 IV 2 6 2,5 5,5 47,14
 V 1 8 6 1,4 19,2
 VI 8 7,125 6 1,4 136,8
 VII 8 24,4 6 1,4 468,48
 VIII 5 18,8 2,5 6 402,85

$R_l = \pi \cdot 0,5 \cdot \Sigma q_{ult}$
 $R_l = 1891,5 \text{ kN}$
 $R_b = \left(\frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \right) \cdot \left(\frac{600 \cdot 32}{2} \right) = 1884,95$
 $Q_{ult} = 3976,41 \text{ kN}$
 bater com o do autor!

Monteiro (1997)
 - Valor de N é limitado a 40
 $q_{ps} = K \cdot N_{mid} (7B) \uparrow$
 $F1 \rightarrow 2,5$
 $q_{pi} = K_{base} \cdot N_{mid} (35B) \downarrow$
 FI

Autores Lima - SPTE21
 $\phi = 0,25 \text{ m}$ L = 11,50 m
 Resistência de base
 $7B = 7 \cdot 0,25 = 1,75 \text{ pl. cima}$

$N = 8 + 7 / 2 = 9,5$
 $q_{ps} = 600 \cdot 2,5 = 2040$
 2,5
 $3,5B =$
 $N = 8$
 $q_{pi} = 600 \cdot 8 = 2176$
 2,5
 $q_{p,ult} = 2040 + 2176 = 2107$
 2

$R_b = \left(\frac{\pi \cdot 0,25^2}{4} \right) \cdot 2107 = 103,5$
 Resist. Lateral
 Comada de N N K α qult
 I 3 4 3,3 4,1 96,4
 II 3 7,67 3,3 4,1 87,95
 III 1 6 2,6 4,5 20,05
 IV 4,5 7,55 2,6 4,5 113,6
 $\Sigma q_{ult} = 268,97$

$R_l = 211,24$
 $Q_{ult} = 314,74$

11

Monteiro (1997)

Auto Vienna - E 30					Auto Rodriguez						
$\Phi = 0,83 \text{ m} = 0,60 \text{ m}$					$\Phi = 30 \text{ cm} \quad L = 7 \text{ m}$						
Resistência de Base					Resistência de base						
$q_B = 1,96 \uparrow$					$q_B = 70,3 = 2,1 \uparrow$						
$N = 6 + 7/2 = 6,5$					$N = 5 + 8 = 6,5$						
$q_{pi} = 6,5 \cdot 260 = 676$					$q_{pi} = 6,5 \cdot 1750 = 1950$						
2,5					2,5						
$z_{PB} = 0,98 \text{ m}$					$z_{PB} = 9,5 \cdot 0,3 = 1,05 \downarrow$						
$N = 6$					$N = 14$						
$q_{pi} = 6 \cdot 250 = 624$					$q_{pi} = 14 \cdot 750 = 4200$						
2,5					2,5						
$q_{p,ult} = 650$					$q_{p,ult} = 3075$						
$R_b = 650 \cdot \left(\frac{\bar{\pi} \cdot 0,25^2}{4} \right) = 40,024$					$R_b = 3075 \cdot \left(\frac{\bar{\pi} \cdot 0,3^2}{4} \right) = 217,36 \text{ K}$						
Resist. Lateral					Resistência Lateral						
Comodo	ΔL	N_{med}	K	\leq	$q_{p,ult}$	comoda	ΔL	N_{med}	K	\leq	$q_{p,ult}$
I	2	4,5	2,6	4,5	3008	I	7	91,30	2,3	2,1	34
II	1	6	2,6	"	20,05	$R_L = \bar{\pi} \cdot 0,3 \cdot 346,5$					
III	5	6,2	"	"	103,62	$R_L = 326,52$					
IV	2	6,5	"	"	43,46						
V	0,6	6	"	"	12,034	$q_{ult} = 344 \text{ Kv}$					
$\Sigma q_{p,ult} = 209,3$											
$R_L = 209,3 \cdot \frac{\bar{\pi} \cdot 0,28^2}{4} = 184,07$											
$q_{ult} = 224,701$											

Monturo (1997)

<p>Antor Rodriguez E2 $\phi = 0,3$ $L = 17,5$ $\eta_B = 2,1 \uparrow$ $N = \frac{14 + 21 \cdot 17,5}{2}$ $q_{ps} = \frac{17,5 \cdot 540}{2,5} = 3780$ $\beta_B = 0,9 \downarrow$ $N = 9$ $q_{pi} = \frac{9 \cdot 540}{2,5} = 1944$ $q_{pult} = 2862$ $R_b = \left(\frac{170,3^2}{4} \right) 2862 = 202,3$</p>	<p>$q_{pi} = 8 \cdot 30 = 2336$ $2,5$ $q_{pult} = 1679$ $R_b = Ab \cdot q_{pult}$ $R_b = 178,7$ Resist. Lateral con ΔL N K α q_{pult} I 3,21 6,23 7,3 2,1 87,6 II 0,69 5 " " 75,11 $\Sigma 102,7$ $R_L = U \cdot \Sigma q_{pult}$ $R_L = 96,8$ $Q_{ult} = 215,5$</p>
<p>Resist. Lateral con ΔL N K α q_{pult} I 5,6 14,16 7,3 2,1 354,67 II 1,9 78,42 5,4 2,8 151,2 $\Sigma = 505,9$ $R_L = \pi \cdot 0,3 \cdot 505,9 = 476,8 \text{ Kw}$ $Q_{ult} = 679 \text{ Kw}$</p>	<p>Antor: Melo $\phi = 0,5$ $L = 33 \text{ m}$ Resist de base $F.B = 7 \cdot 0,5 = 3,5 \text{ m} \uparrow$ $N = 8 + 9 + 8 + 4 / 4 = 17,25$ $q_{ps} = 2125 \cdot 750 / 2,5 = 2175$ $\beta_B = 3,5 \cdot 0,5 = 1,35 \downarrow$ $N = 9 + 23 / 2 = 16$ $q_{pi} = 16 \cdot 750 = 4800$ $2,5$ $q_{pult} = 3987,5$ $R_b = 685$</p>
<p>Rodriguez E3 $\phi = 0,3$ $L = 3,90$ $\eta_B = 2,1 \uparrow$ $N = \frac{3 + 1}{2} = 3,5$ $q_{ps} = \frac{3,5 \cdot 730}{2,5} = 1022$ $\beta_B = 0,9 \downarrow$ $N = 8$</p>	

Monturo (1997)

com	ΔL	N	K	α	q_{ult}	
1	3,75	5,6	7,3	2,1	92	$E_{q_{ult}} = 573,34$
2	3,05	4,6	"	"	61,5	$R_b = U \cdot E_{q_{ult}} = 830$
3	1,2	15,8	5	3	81,25	$q_{ult} = 7403$
4	2	6	2,6	1,5	40,11	Autores $\phi = 26$ L = 18,9
5	1	8	7,3	2,1	35,04	Resistencia de base
6	8	7,125	7,3	2,1	250	$q_b = 7,0,26 = 1,32 \uparrow$
7	8	24,4	"	"	855	$N = 27 + 49 = 23$
8	5	18,3	2,5	5,5	369,27	2
					$\Sigma 1866,7$	$q_{pd} = 23 \cdot 400 = 3680$
						2,5
					$R_b = 2932,4 \text{ Kw}$	
					$q_{ult} = 3677,4 \text{ Kw}$	$3,5B = 0,91 \downarrow$
						N = 30
					Autores - Mulo $\phi = 24$ $\phi = 50$	$q_{pi} = 30 \cdot 400 = 4300$
					L = 19	2,5
					$q_b = 9,0,5 = 3,5 \uparrow$	$q_{ult} = 4240$
					$N = 8 + 8 + 8 + 8 / 4 = 8$	$R_b = 225$
					$q_{pd} = 8 \cdot 430 = 2336$	Resist. lateral
					2,5	Comado ΔL N K α q_{ult}
					$3,5B = 3,5 \cdot 0,5 = 1,75 \downarrow$	I 13 1,4 3,3 1,1 70,36
					$N = 10 + 14 / 2 = 12$	II 5,9 18,3 3,2 3,6 355,31
					$q_{pi} = 12 \cdot 430 = 3504$	$\Sigma 425,731$
					2,5	$R_b = 350$
					$q_{ult} = 2920$	$q_{ult} = 575 \text{ Kw}$
					$R_b = AD \cdot q_{ult} = 573,34$	
com	ΔL	N	K	α	q_{ult}	
1	3,75	5,6	7,3	2,1	92	
2	3,05	4,6	7,3	2,1	61,5	
3	1,2	15,8	5	3	81,25	
4	2	6	2,6	1,5	40,11	
5	1	8	7,3	2,1	35	
6	8	7,125	7,3	2,1	218,5	

/ /

<p>Antes $L_{pole} \in 2 \phi 26 L=21,1$</p> <p>Resist. de base</p> <p>$f_B \uparrow = 7 \cdot 0,26 = 1,82 \uparrow$</p> <p>$N = 30 + 30/2 = 30$</p> <p>$q_{ps} = 30 \cdot 200 = 4800$</p> <p style="text-align: center;">2,5</p> <p>$3,5B = 0,91 \downarrow$</p> <p>$N = 30$</p> <p>$q_{pi} = 4800$</p> <p>$q_{pult} = 4800$</p> <p>$R_b = 259,85$</p> <p>Resist. Lateral</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>com.</th> <th>AL</th> <th>N</th> <th>K</th> <th>$\alpha(\%)$</th> <th>q_{ult}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>14</td> <td>1,88</td> <td>3,3</td> <td>4,1</td> <td>101,75</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>712</td> <td>22,65</td> <td>4</td> <td>3,3</td> <td>608,21</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: center;">Σ</td> <td>409,95</td> </tr> </tbody> </table> <p>$R_b = 7 \cdot 0,26 \cdot 710 = 580 \text{ Kw}$</p> <p>$Q_{ult} = 839,78$</p> <p style="text-align: center;">~w</p> <p>Antes $L_{pole} \in 3 \phi 26 L=10,05$</p> <p>Resist. de base</p> <p>$f_B = 1,82$</p> <p>$N = 15 + 18/2 = 16,5$</p> <p>$q_{ps} = 16,5 \cdot 330 = 2178$</p> <p style="text-align: center;">2,5</p> <p>$3B = 0,91 \downarrow$</p> <p>$N = 22$</p> <p>$q_{pi} = 22 \cdot 330 = 2904$</p> <p style="text-align: center;">2,5</p> <p>$q_{pult} = 2541$</p>	com.	AL	N	K	$\alpha(\%)$	q_{ult}	I	14	1,88	3,3	4,1	101,75	II	712	22,65	4	3,3	608,21	Σ					409,95	<p>$R_b = A_b \cdot q_{pult}$</p> <p>$R_b = 135 \text{ Kw}$</p> <p>Resist. Lateral</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>com.</th> <th>AL</th> <th>N</th> <th>K</th> <th>$\alpha(\%)$</th> <th>q_{ult}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>1005</td> <td>10,65</td> <td>3,30</td> <td>4,1</td> <td>413,63</td> </tr> </tbody> </table> <p>$R_b = 537,85$</p> <p>$Q_{ult} = 493 \text{ Kw}$</p> <p style="text-align: center;">~w</p> <p>Antes $L_{pole} \in 3 \phi 35 L=11$</p> <p>$f_B = 7 \cdot 0,35 = 2,45$</p> <p>$N = 4$</p> <p>$q_{ps} = 1.250 = 200$</p> <p style="text-align: center;">2,5</p> <p>$3,5B = 1,225$</p> <p>$N = 3$</p> <p>$q_{pi} = 300$</p> <p>$q_{pult} = 200$</p> <p>$R_b = 19,29$</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>com.</th> <th>AL</th> <th>N</th> <th>K</th> <th>α</th> <th>q_{ult}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>11</td> <td>2</td> <td>250</td> <td>5,5</td> <td>172,8</td> </tr> </tbody> </table> <p>$R_b = 190$</p> <p style="text-align: center;">~w</p> <p>Seoira $E3,2E9 \phi 35 L=11$</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>com.</th> <th>AL</th> <th>N</th> <th>K</th> <th>α</th> <th>q_{ult}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>11</td> <td>3,45</td> <td>250</td> <td>5,5</td> <td>150</td> </tr> </tbody> </table> <p>$R_b = 164,19$</p> <p>$Q_{ult} = 183,49$</p>	com.	AL	N	K	$\alpha(\%)$	q_{ult}	I	1005	10,65	3,30	4,1	413,63	com.	AL	N	K	α	q_{ult}	I	11	2	250	5,5	172,8	com.	AL	N	K	α	q_{ult}	I	11	3,45	250	5,5	150
com.	AL	N	K	$\alpha(\%)$	q_{ult}																																																								
I	14	1,88	3,3	4,1	101,75																																																								
II	712	22,65	4	3,3	608,21																																																								
Σ					409,95																																																								
com.	AL	N	K	$\alpha(\%)$	q_{ult}																																																								
I	1005	10,65	3,30	4,1	413,63																																																								
com.	AL	N	K	α	q_{ult}																																																								
I	11	2	250	5,5	172,8																																																								
com.	AL	N	K	α	q_{ult}																																																								
I	11	3,45	250	5,5	150																																																								

tilibra

1