

**UNIEVANGÉLICA**

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**EZEQUIEL ULISSES PEIXOTO DA TRINDADE  
RODOLFO ABREU PINHEIRO**

**COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE PREVISÃO DE  
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA COM RESULTADOS  
DE ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA  
HÉLICE CONTÍNUA**

**ANÁPOLIS / GO  
2015**

**EZEQUIEL ULISSES PEIXOTO DA TRINDADE  
RODOLFO ABREU PINHEIRO**

**COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE PREVISÃO DE  
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA COM RESULTADOS  
DE ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA  
HÉLICE CONTÍNUA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

**ORIENTADOR: Mestre SANDOVAL JUNQUEIRA**

**ANÁPOLIS / GO: 2015**

## FICHA CATALOGRÁFICA

TRINDADE, EZEQUIEL ULISSES PEIXOTO DA; PINHEIRO, RODOLFO ABREU

Comparação Entre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estaca com Resultados de Ensaio de Prova de Carga Estática em Estaca Hélice Contínua, 2015.

67P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2015).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Estaca	2. Prova de carga
3. Ensaios	4. Sondagem
I. ENC/UNI	II. Título (Série)

### REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

TRINDADE, Ezequiel Ulisses Peixoto; PINHEIRO, Rodolfo Abreu. Comparação Entre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estaca com Resultados de Ensaio de Prova de Carga Estática em Estaca Hélice Contínua. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 68p. 2015.

### CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ezequiel Ulisses Peixoto da Trindade; Rodolfo Abreu Pinheiro

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Comparação Entre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estaca com Resultados de Ensaio de Prova de Carga Estática em Estaca Hélice Contínua.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2015

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Ezequiel Ulisses Peixoto da Trindade  
E-mail:ezequielpeixoto@hotmail.com

---

Rodolfo Abreu Pinheiro  
E-mail:rodolfo0792@gmail.com

**EZEQUIEL ULISSES PEIXOTO DA TRINDADE  
RODOLFO ABREU PINHEIRO**

**COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE PREVISÃO DE  
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA COM RESULTADOS  
DE ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA  
HÉLICE CONTÍNUA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

**APROVADO POR:**

---

**SANDOVAL JUNQUEIRA, Mestre (UniEvangélica)  
(ORIENTADOR)**

---

**ROBSON DE OLIVEIRA FÉLIX, Professor (UniEvangélica)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**NAIANE MACHADO FONSECA GARCIA, Especialista (UniEvangélica)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: ANÁPOLIS/GO, 23 de NOVEMBRO de 2015.**

## **AGRADECIMENTOS**

À família, em especial à minha mãe Zuleide, meu pai Antônio, minha irmã Ialhy pela, confiança e apoio incondicional sempre oferecidos na minha vida.

Ao Prof. Sandoval Junqueira por sua dedicação, interesse e conhecimentos transmitidos sempre constantes no desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas de classe, pelas muitas horas compartilhadas de estudo, pelo companheirismo, pelas críticas e amizade sempre presente.

À todos que de alguma forma participaram da realização deste trabalho.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, digno de toda honra e glória.

Aos meus pais Nivaldo e Mary, que não mediram esforços para que eu chegasse até aqui, que sempre me apoiaram nos momentos difíceis.

À minha irmã Lissa, pelo apoio dado durante os dias de lutas.

Ao orientador deste trabalho MSc. Sandoval Junqueira, pelos conhecimentos transmitidos, pela ajuda e pelo comprometimento.

Aos colegas de graduação, pela amizade e companheirismo neste período de formação.

Aos professores, pelos ensinamentos e conhecimentos transmitidos.

Aos colegas de trabalho, pela oportunidade e experiência.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para o cumprimento de mais essa etapa em minha vida profissional.

## RESUMO

O presente trabalho vem apresentar uma comparação entre previsão e comportamento de uma estaca hélice contínua submetida a um ensaio de prova de carga estática. Foram usados conceitos de correlações empíricas, relacionando o ensaio do SPT com o desempenho dos elementos de fundação. Essas correlações possibilitam o dimensionamento deste elemento, como também estimar a capacidade de carga, através de métodos apresentados na literatura técnica. Utilizou-se três métodos para determinar a capacidade de carga de ruptura da estaca em estudo, sendo eles o de Aoki & Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Para a análise técnica da interação solo-estaca, utilizou-se um procedimento bastante confiável, para a determinação da capacidade de carga de ruptura da estaca, sendo chamada de prova de carga estática, que consiste na aplicação de carregamentos crescentes, até a ruptura da estaca. Tanto os métodos de previsão quanto o ensaio de prova de carga apresentaram resultados da carga última da estaca, no qual foi feita a comparação entre estes resultados, definindo assim o método que melhor atende aos requisitos de economia e segurança neste caso.

**Palavras-chaves:** Fundação. Solo. Estaca. Capacidade. Previsão. Métodos.

## **ABSTRACT**

This work is presenting a comparison between the forecast and conduct of a continuous helical displacement pile subjected to a static load test run. A concept of an experiential relation was used, relating the Standard Penetration Test (SPT) to the foundation's performance. These interconnections allow the element's sizing, also it evaluate the load capacity through the methods produced on this technical literature. Three methods were used to define the load capacity of the pile's rupture in study; they were the Aoki & Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978) and Teixeira (1996). To the technical analysis of the interaction soil-pile was utilized a very reliable procedure, to prescribe the load capacity of the pile's rupture, called static loading test that intend to be the applying increasing loads to the pile's rupture. Both forecast's methods as the static load test run exhibited results of the last pile's load, in which was made a parallel between these results, setting the best method that attend to the economy and security's requirements in this case.

**Keywords:** Foundation. Soil. Pile. Capacity. Forecast. Methods

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sapatas isoladas .....	17
Figura 2 - Sapata associada retangular .....	18
Figura 3 – Exemplificação de Radier.....	18
Figura 4 - Tipos de fundações profundas. (a)estaca e (b)tubulão .....	19
Figura 5 - Apresentação de um esquema de um amostrador padrão. ....	22
Figura 6 - Esquema de execução do ensaio SPT. ....	22
Figura 7 - Sequência Executiva de estaca hélice contínua.....	24
Figura 8 - Detalhe da hélice e tubo de concretagem (Próprio Autor). ....	25
Figura 9 - Computador de bordo .....	25
Figura 10 - Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972). ....	27
Figura 11 - Carga de ruptura convencional.....	42
Figura 12 - Extrapolação da curva carga x recalque segundo Van der Veen (1953) .....	43
Figura 13 - Prova de carga estática com estrutura atirantada.....	44
Figura 14 - Sistema de reação para provas de carga a compressão. ....	45
Figura 15 - Sistema de reação prova de carga.....	45
Figura 16 - Formato característico da curva carga x recalque na prova de carga estática. ....	46
Figura 17 - Curva carga vs. recalque da prova de carga .....	49
Figura 18 - Gráfico de comparação entre os métodos semi-empíricos com a PCE. ....	52
Figura 19 - Gráfico de comparação da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos com a PCE. ....	53
Figura 20 - Perfil da Sondagem "PILAR 6 - PILAR 7".....	60
Figura 21 - Perfil da Sondagem "PILAR 16".....	61
Figura 22 - Carga x Recalque imediato acumulado - Estaca EE.....	62
Figura 23 - Carga x Recalque secundario acumulado - Estaca EE.....	62
Figura 24 - Raiz quadrada da Carga x Raiz quadrada do recalque - Estaca PC1.....	63

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Número mínimo de sondagem pela NBR 8036 (ABNT, 1983).....	21
Tabela 2 - Valores de (Ir) para diferentes tipos do solo.....	28
Tabela 3 - Parâmetros F1 e F2 propostos por Aoki-Velloso.....	29
Tabela 4 - Coeficientes K e $\alpha$ propostos por Aoki-Velloso .....	30
Tabela 5 - Coeficientes C em função do Tipo de Solo / Décourt-Quaresma .....	32
Tabela 6 - Coeficiente $\alpha$ em função do tipo de estaca e solo / Décourt-Quaresma.....	32
Tabela 7 - Coeficiente $\beta$ em função do tipo de estaca e solo / Décourt-Quaresma.....	33
Tabela 8 - Parâmetros $\alpha$ em função do tipo de estaca e solo.....	34
Tabela 9 - Parâmetro $\beta$ em função do tipo de estaca. ....	34
Tabela 10 - Quantidade de provas de carga. ....	47
Tabela 11 - Resultados numéricos da extrapolação pelo método da NBR 6122:2010.....	51
Tabela 12 - Resultados da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos com a PCE – Critério NBR 6122:2010.....	52
Tabela 13 - Resultados da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos com a PCE – Critério Décourt (1996).....	53
Tabela 14 - Resultados da relação entre previsão e comportamento da carga de ruptura da estaca, baseando-se na sondagem “Pilar 6-Pilar 7” - Critério NBR 6122:2010.....	54
Tabela 15 - Resultados da relação entre previsão e comportamento da carga de ruptura da estaca, baseando-se na sondagem “Pilar16” – Critério NBR 6122:2010. ....	54
Tabela 16 - Resultados da relação entre previsão e comportamento da carga de ruptura da estaca, baseando-se na sondagem “Pilar 6-Pilar 7” - Critério Décourt (1996). ....	54
Tabela 17 - Resultados da relação entre previsão e comportamento da carga de ruptura da estaca, baseando-se na sondagem “Pilar16” - Critério Décourt (1996).....	54

## LISTA DE SÍMBOLOS E NOMENCLATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$A_p$	Área da projeção da ponta da estaca ou área da seção da estaca
$A_s$	Área lateral da estaca
C	Fator característico do solo por Decourt-Quaresma
$C_a$	Cota de arrasamento
cm	Centímetro
$C_p$	Cota de Ponta
CPT	Cone Penetration Test (Ensaio de Cone)
CPT-U	Piezocone Penetration Test (Ensaio de Piezocone)
FS	Fator de segurança
$F_1; F_2$	Parâmetros relacionados com tipo de estaca por Aoki e Velloso
GPa	Giga Pascal
h	Hora
K	Parâmetro relacionado ao tipo de solo por Aoki e Velloso
kNm	Quilo Newton metro
L	Altura das estacas
m	Metro
min	Minuto
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
N	Carga do elemento estrutural
NBR	Norma Brasileira
$N_l$	Valor médio do somatório do SPT ao longo do fuste da estaca
$N_p$	Valor médio do SPT na ponta da estaca e/ou base do tubulão
$N_p$	Valor médio do índice de resistência à penetração no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca até 1 diâmetro abaixo
$N_s$	Valor do SPT ao longo do fuste da estaca
$N_{SPT}$	Soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 30cm do amostrador padrão no ensaio de SPT
PCE	Prova de carga estática
PMT	Ensaio Pressiométrico
$P_R$	Capacidade de carga de ruptura das estacas

$Q_p$	Capacidade de carga resistida pela ponta da estaca
$Q_s$	Capacidade de carga resistida pelo fuste da estaca
$Q_u$	Capacidade de carga da estaca
$R_l$	Carga de Ruptura por atrito lateral da estaca
$r_l$	Tensão-limite de ruptura por atrito lateral de Aoki e Velloso
$R_p$	Carga de Ruptura de ponta da estaca
$r_p$	Tensão-limite de ruptura de ponta por Aoki e Velloso
SPT	Standard Penetration Test
tf	Tonelada força
U	Perímetro da seção transversal da estaca
$\alpha_{dec} ; \beta_{dec}$	Coefficiente em função do tipo de estaca e solo por Décourt-Quaresma
$\alpha_t ; \beta_t$	Coefficiente em função do tipo de estaca e solo por Teixeira
$\alpha_v$	Parâmetro que define a curva versus recalque no método de Van der Veen
$\Delta r$	Recalque de ruptura convencional

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	12
1.2	CONTEXTO HISTÓRICO .....	13
<b>1.2.1</b>	<b>Estaca Hélice .....</b>	<b>14</b>
1.3	JUSTIFICATIVA .....	14
1.4	OBJETIVOS.....	15
<b>1.4.1</b>	<b>Objetivo Geral .....</b>	<b>15</b>
<b>1.4.2</b>	<b>Objetivos Específicos .....</b>	<b>15</b>
<b>2</b>	<b>FUNDAÇÕES.....</b>	<b>16</b>
2.1	ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES .....	16
2.2	FUNDAÇÕES .....	17
<b>2.2.1</b>	<b>Fundações Diretas ou Superficiais .....</b>	<b>17</b>
2.2.1.1	Sapatas Isoladas.....	17
2.2.1.2	Sapata Corrida .....	18
2.2.1.3	Radier .....	18
<b>2.2.2</b>	<b>Fundações Indiretas ou Profundas.....</b>	<b>19</b>
2.2.2.1	Estaca .....	19
2.2.2.2	Tubulão .....	19
2.3	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS .....	20
<b>2.3.1</b>	<b>Execução do Ensaio de Penetração Dinâmica SPT.....</b>	<b>21</b>
2.4	FUNDAÇÃO ESCOLHIDA .....	23
<b>2.4.1</b>	<b>Metodologia Executiva .....</b>	<b>23</b>
2.4.1.1	Perfuração .....	23
2.4.1.2	Concretagem.....	24
2.4.1.3	Colocação da Armação .....	24
<b>2.4.2</b>	<b>Equipamentos .....</b>	<b>24</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Controle Executivo .....</b>	<b>25</b>
2.5	MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS .....	26
<b>2.5.1</b>	<b>Métodos Racionais ou Teóricos .....</b>	<b>26</b>
2.5.1.1	Método de VÉSIC .....	27
<b>2.5.2</b>	<b>Métodos Semi-Empíricos.....</b>	<b>29</b>
2.5.2.1	Método de Aoki & Velloso .....	29

2.5.2.2	Método de Décourt-Quaresma .....	31
2.5.2.3	Método de Teixeira.....	33
<b>3</b>	<b>VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA .....</b>	<b>35</b>
3.1	INTRODUÇÃO.....	35
3.2	COEFICIENTES DE SEGURANÇA EM FUNDAÇÕES .....	35
3.3	VERIFICAÇÃO E CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA .....	36
<b>3.3.1</b>	<b>Método Estatístico de Aoki &amp; Velloso.....</b>	<b>37</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Método Estatístico de Décourt-Quaresma .....</b>	<b>37</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Método de Teixeira .....</b>	<b>38</b>
3.4	PROVA DE CARGA ESTÁTICA .....	39
3.5	CARGA DE RUPTURA.....	40
<b>3.5.1</b>	<b>Critério de Ruptura da Norma Brasileira – NBR 6122.....</b>	<b>41</b>
<b>3.5.2</b>	<b>Método de Van der Veen .....</b>	<b>42</b>
<b>4</b>	<b>PROCEDIMENTOS E ANÁLISE DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....</b>	<b>44</b>
4.1	ANÁLISE DO BANCO DE DADOS.....	47
<b>4.1.1</b>	<b>Características do Terreno .....</b>	<b>47</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Montagem da Prova de Carga.....</b>	<b>48</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Resultados da Prova de Carga .....</b>	<b>49</b>
<b>4.1.4</b>	<b>Considerações e detalhes do gráfico da PCE .....</b>	<b>50</b>
<b>4.1.5</b>	<b>Comparação dos resultados previstos com os obtidos na PCE .....</b>	<b>51</b>
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>56</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>58</b>
	<b>ANEXO I.....</b>	<b>60</b>
	<b>ANEXO II – CD-ROM .....</b>	<b>64</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com a dinâmica dessa nova era tecnológica a demanda e a procura por agilidade e eficiência tem se tornado realidade na sociedade. Isso não está atado somente a uma área, mas no geral. Esta realidade também está presente na construção civil e áreas afins, onde pessoas e empresas buscam alternativas, métodos, meios de conseguir um melhor custo-benefício para seus negócios e empreendimentos no menor prazo possível.

A ascensão do mercado imobiliário, o desenvolvimento de softwares que auxiliam nos cálculos, o avanço dos processos construtivos e suas tecnologias das últimas décadas, acarretou o surgimento de edifícios cada vez mais altos, trazendo assim uma preocupação maior aos aspectos estruturais, principalmente com as fundações. Pois estas superestruturas teriam que suportar cargas cada vez maiores, gerando uma estrutura de sustentação a esses carregamentos de dimensões consideráveis.

A estaca do tipo hélice contínua é um tipo de fundação que atende a muitas dessas necessidades, sendo uma opção competitiva em relação aos outros tipos existentes. Devido à sua capacidade de receber altas cargas, pela agilidade de seu processo construtivo, o elevado grau de qualidade, pelo baixo índice de vibração e poluição sonora, oferecendo baixo risco às estruturas de prédios vizinhos, entre outras vantagens, que a fez ganhar espaço e vários adeptos da construção civil, sendo cada vez mais usada nos grandes centros urbanos.

O aumento da utilização deste tipo de fundação traz uma preocupação em entender o seu comportamento, funcionalismo e eficiência. A verificação destes critérios dá-se por ensaios normalizados pela ABNT. A norma NBR 12131:2006 traz um ensaio para análise da capacidade de carga deste tipo de estaca e fornece elementos para avaliar o seu comportamento. Sendo este um meio confiável de se avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar (tensão admissível sobre uma estaca).

## 1.2 CONTEXTO HISTÓRICO

Desde a pré-história têm-se registros do homem, no âmbito da sobrevivência e segurança, praticando ações que demandassem conhecimento, que no caso empírico, sobre comportamento e resistência do solo. Segundo Nápoles Neto (1998), no período Paleolítico o homem devido à sua sensibilidade ao clima maior que outros animais, buscou abrigar-se em grutas e cavernas, tendo algumas destas, pisos a mais de 2 metros abaixo do terreno adjacente, e também escavações verticais, como espécie de poços rasos. Com o desenvolvimento e aprendizado do processo de lascar a pedra, o homem do período Neolítico construiu cabanas de madeira que foram apoiadas em estacas elevadas de mesmo material, chamadas de palafitas, o que proporcionou possivelmente novos conhecimentos empíricos sobre resistência do solo.

Com a descoberta dos metais um novo desenvolvimento aconteceu que refletiria até os dias de hoje, pois nesse período surgiu a fabricação de peças e ferramentas para o trato dos materiais e perfuração do solo. Sendo fato marcante para a evolução da engenharia de fundações.

Com o passar do tempo, novas técnicas construtivas e novos conhecimentos foram adquiridos, embora fossem ainda empíricos. Os gregos, segundo Nápoles Neto (1998) em comparação com a beleza de sua arquitetura, pouco inovaram técnica e materialmente, a não ser no uso do mármore e no trato das pedras em geral. Suas fundações para obras maiores como os pórticos e colunatas - que eram concentradores de tensões - foram de blocos de pedras superpostas em camadas. Já para construções menores executavam sapatas isoladas. Mas nesse período clássico as contribuições Romanas, em especial as fundações, geraram avanços significativos, pois de acordo com Nápoles Neto (1998) estas passaram a receber cargas maiores, devido às obras serem mais pesadas que as dos gregos, resultando em fundações mais resistentes, além da preparação do cimento romano, onde eram misturados pozolana e calcário, que com adições de pedaços de pedra ou tijolos cozidos tornar-se-iam o concreto.

Os períodos da Idade Média e do Renascimento foram sobremaneira distintos, visto que este primeiro não usufruiu dos progressos técnicos alcançados no período Clássico, sendo considerado período das trevas por certos historiadores. No entanto, progrediram na área de equipamentos, onde segundo Nápoles Neto (1998) que em 1450, o italiano Francesco Di Giorgio projetou um bate-estaca bem semelhante e próximo dos modernos. Mas foi no

Renascimento que surgiu evoluções no campo científico e teórico, do qual se destacaram Leonardo da Vinci e Galileu Galilei, considerado o fundador da Resistência dos Materiais.

Por fim, nos períodos Moderno e Contemporâneo foram aperfeiçoadas e elaboradas técnicas, teorias e estudos que fizeram do estudo do solo e suas interações com as estruturas uma ciência, na qual, deve-se a muitos colaboradores como Charles Coulomb, William Rankine, Henri Darcy e outros, até chegar em Karl Terzaghi, considerado o pai da Mecânica dos Solos.

### **1.2.1 Estaca Hélice**

O emprego de estacas executadas com trado hélice contínua surgiu na década de 50 nos Estados Unidos. Os equipamentos eram constituídos por guindastes de torre acoplada, dotados de mesa perfuradora que executavam estacas com diâmetros de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm. No início da década de 70, esse sistema, foi introduzido na Alemanha, de onde se espalhou para o resto da Europa e Japão (PENNA et. al., 1999).

Com o desenvolvimento desse tipo de fundação por esses países, que inicialmente usavam equipamentos adaptados, gerou posteriormente, a criação de máquinas apropriadas e específicas para esse tipo de estaca, tornando-a muito popular.

Segundo Tarozzo (1998) a estaca hélice contínua foi executada pela primeira vez no Brasil no ano de 1987, ainda com equipamentos adaptados e desenvolvidos aqui, que tinham a capacidade de perfurar até 15 m de profundidade.

A partir da metade da década de 90, o mercado brasileiro foi invadido por máquinas importadas da Europa, principalmente da Itália, construídas especialmente para execução de estacas hélice contínua, com torque variando de 90 kNm a mais de 200 kNm, diâmetros de hélice de 1000mm e com capacidade para executar estacas de até 24 m de profundidade (TAROZZO et. al., 1998).

## **1.3 JUSTIFICATIVA**

Diante de tantos avanços na engenharia como técnicas, procedimentos executivos, métodos, parâmetros de dimensionamento e outras considerações e inovações do campo, nota-se que ao passar dos tempos, o homem vem buscando conhecer o comportamento de suas estruturas diante de diversas situações, objetivando sempre a maior segurança e durabilidade.

Este fato é o anseio dos construtores e engenheiros, pois interfere diretamente no custo, na qualidade e no resultado final do empreendimento.

Sendo as fundações responsáveis por receber os carregamentos e sustentar a construção, o edifício, o prédio ou qualquer que seja a edificação de pé. Esta estrutura no correto dimensionamento além de gerar estabilidade, segurança, traz também ganhos econômicos significativos no cronograma financeiro da obra.

## 1.4 OBJETIVOS

### 1.4.1 Objetivo Geral

Verificar o comportamento de uma estaca hélice contínua submetida a um ensaio de prova de carga estática, comparando os resultados oriundos dos cálculos dos métodos de previsão de capacidade de carga de estacas com os valores obtidos no ensaio.

### 1.4.2 Objetivos Específicos

- ❖ Analisar o laudo de sondagem, verificando os tipos de solos e suas respectivas resistências e tensões admissíveis;
- ❖ Analisar relatório de prova de carga estática de estaca;
- ❖ Dimensionar a estaca utilizando o método estatístico de Aoki e Velloso;
- ❖ Dimensionar a estaca utilizando método de Décourt e Quaresma;
- ❖ Dimensionar a estaca utilizando o método de Teixeira;
- ❖ Comparar os dimensionamentos dos métodos semi-empíricos com o resultado da prova de carga e definir melhor dimensionamento em relação ao custo e segurança.

## 2 FUNDAÇÕES

### 2.1 ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

Na engenharia de fundações é indispensável o conhecimento de análise estrutural, especificamente o cálculo e o dimensionamento de estruturas em concreto armado, em aço e madeira, além do âmbito geotécnico, envolvendo a geologia (Mecânica das Rochas) e também a Mecânica dos Solos (FÉLIX, 2014).

Em relação ao projeto e execução de fundações, geralmente há uma separação profissional em sua elaboração, sendo a parte responsável pela superestrutura, no qual realiza os cálculos de dimensionamento dos elementos estruturais, gerando um conjunto de cargas que serão transmitidas aos apoios desta estrutura. E os responsáveis pela infra-estrutura, que no caso serão as fundações, analisam as cargas informadas pelo engenheiro estrutural e os resultados dos ensaios para obtenção das características do solo, determinando assim a escolha do tipo de fundação que irá compor o projeto (FÉLIX, 2014).

No entanto, há peculiaridades e detalhes que os responsáveis devem estar atentos, pois em geral, o engenheiro estrutural supõe que os apoios serão indeslocáveis, gerando um conjunto de cargas. Acontece que as fundações quando carregadas, solicitarão o terreno, que se deforma, e dessas deformações resultam deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotações. Prejudicando a consideração inicial de apoios indeslocáveis, modificando as cargas inicialmente calculadas. Chegando então, ao problema da interação solo-estrutura, onde deve haver uma análise conjunta desse problema entre engenheiro estrutural e o de fundações (LOPES, et. al., 2011).

Segundo Velloso e Lopes (2011), a vivência e experiência de obras, são fatores cruciais para adquirir especialização em fundações, sendo essa vivência a familiarização do profissional com diversos casos em diferentes situações e condições, possuindo experiência em projetos e execuções de fundações, trazendo um conhecimento empírico, que servirá de relação e comparação de desempenho com casos passados.

Mesmo com todo conhecimento empírico, vivência e experiência de obra, deve-se evitar as generalizações, pois de acordo com Velloso e Lopes (2011), cada obra apresenta suas peculiaridades. Mencionam ainda que no Rio de Janeiro aconteceu em duas obras de terrenos vizinhos, ambas com estacas metálicas, onde foram encontradas situações de solo diferentes, ocasionando em uma delas sucessivas mudanças de posição das estacas.

## 2.2 FUNDAÇÕES

A NBR 6122 (ABNT, 2010) considera a engenharia de fundações em duas categorias distintas, sendo: as fundações diretas ou superficiais e as fundações profundas. Velloso e Lopes (2011) relatam que um dos primeiros cuidados que o projetista de fundações deve entender é o uso da terminologia correta. Este trabalho está direcionado nas fundações profundas, mas apresenta alguns tipos existentes de fundações diretas ou rasas.

### 2.2.1 Fundações Diretas ou Superficiais

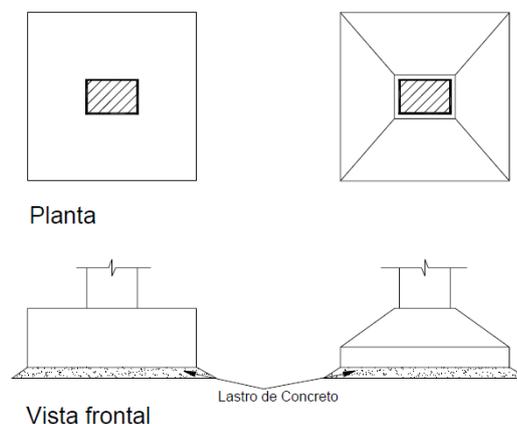
Fundação direta, também chamada de rasa ou superficial, é aquela que transmite a carga ao terreno pelas tensões distribuídas sob a sua base, sendo a profundidade de assentamento inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento estrutural da fundação em relação ao terreno adjacente à mesma, segundo definição da NBR 6122 (ABNT, 2010).

#### 2.2.1.1 Sapatas Isoladas

Elemento de apoio de concreto armado, dimensionado para resistir tensões de tração com o uso de armaduras de aço que agem no mesmo, visto que o concreto não pode resistir a tais esforços.

Segundo Teixeira e Godoy (1998), esse tipo de fundação pode assumir praticamente qualquer forma em planta, sendo as mais utilizadas na prática de execução de fundações as sapatas de base quadrada, retangular e circular. Possuem altura relativamente baixa em relação à dimensão da sua base.

**Figura 1 - Sapatas isoladas**

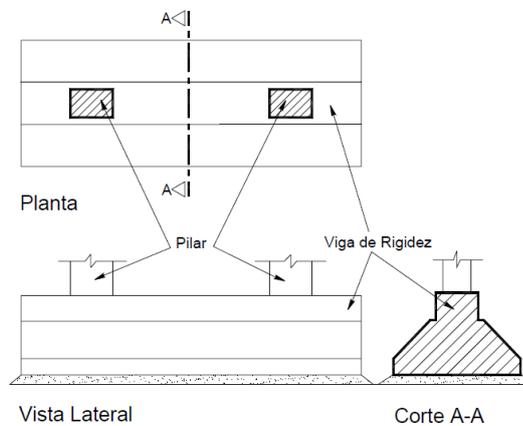


Fonte: BASTOS (2012)

### 2.2.1.2 Sapata Corrida

Definida pela NBR 6122 (ABNT, 2010) como uma sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento. Como a sapata isolada, é um elemento estrutural executado em concreto armado, porém possui uma das dimensões com tamanho maior do que as outras. De acordo com Teixeira e Godoy (1998) o uso de sapata corrida poderá ocorrer no caso quando as cargas estruturais forem muito altas em relação à tensão admissível, não podendo projetar então, sapatas isoladas para cada pilar.

**Figura 2 - Sapata associada retangular**

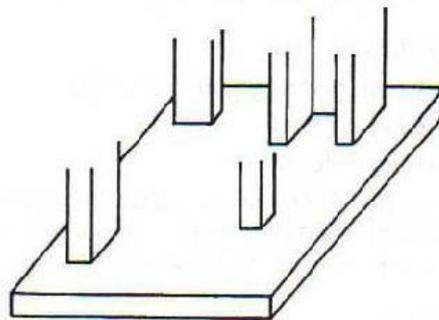


Fonte: BASTOS (2012)

### 2.2.1.3 Radier

O radier é constituído por um único elemento de fundação que distribui toda a carga da edificação para o terreno, estabelecendo-se em uma distribuição de carga superficial. É uma laje de concreto armado, que distribui a carga total da edificação uniformemente pela área de contato. É usado de forma econômica quando as cargas são pequenas e o terreno possui baixa resistência.

**Figura 3 – Exemplificação de Radier**

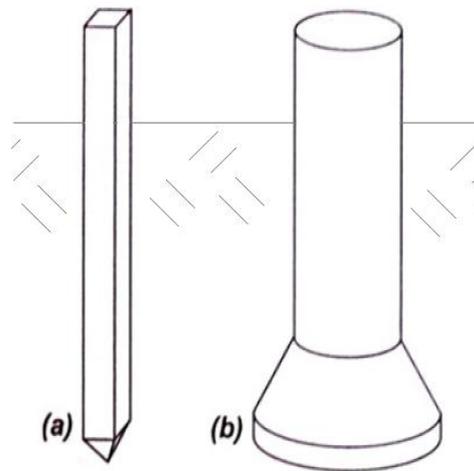


Fonte: VELLOSO (1998)

### 2.2.2 Fundações Indiretas ou Profundas

São aquelas em que a carga é transmitida ao terreno por meio de sua base (resistência de ponta) e/ou sua superfície lateral (resistência de fuste). Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), as fundações profundas estão assentadas a uma profundidade maior que duas vezes a sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3 metros de profundidade. Neste tipo de fundações incluem-se as estacas e tubulões.

Figura 4 - Tipos de fundações profundas. (a)estaca e (b)tubulão



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

#### 2.2.2.1 Estaca

São elementos de fundações profundas, alongados, cilíndricos ou prismáticos que não necessitam de descida de pessoas para execução manual, pois utilizam em sua execução equipamentos. Para a execução das estacas pode ser utilizado diversos tipos de materiais como aço, madeira, concreto pré-moldado e concreto moldado in loco. A introdução destas estacas no solo pode ser feita por prensagem, vibração, cravação por percussão, por escavação, ou de forma mista, contendo mais de um desses processos.

#### 2.2.2.2 Tubulão

Os tubulões são elementos estruturais executados por escavação no terreno, na maioria das vezes, constituídos de uma base alargada, concretando-se um poço revestido ou não, aberto no terreno com diâmetro mínimo de 70 cm de modo a permitir a entrada e o trabalho de um homem, para finalizar a geometria da escavação e fazer a limpeza do solo.

Divide-se em dois tipos: os tubulões a céu aberto, normalmente, sem revestimento e os a ar comprimido que sempre são revestidos, podendo esse revestimento ser constituído de uma camisa de concreto armado ou por uma camisa metálica (LOPES, et. al., 2010).

### 2.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Velloso e Lopes (2011) citam que devido os projetistas de fundações não acompanharem o desenvolvimento das investigações geotécnicas, gera um conflito de informações na fase de elaboração dos projetos, causando assim, dúvida em relação aos resultados disponíveis, tornando necessário novas investigações.

Competem às equipes de projetistas coletarem informações preliminares antes das investigações do subsolo, para a escolha do melhor programa de análise, tais como: informações sobre a estrutura da edificação, informações geotécnicas da região, normas regulamentadoras e análise da vizinhança.

Segundo Quaresma (1998), o conhecimento das propriedades do solo é um fator essencial para o dimensionamento de um projeto de fundações, sendo necessária a identificação e classificação das variadas camadas que formam o solo analisado.

Existem alguns tipos mais comuns de determinações das propriedades e características dos solos, são os ensaios de campo, ou seja, ensaios “in situ”, e os ensaios laboratoriais, sendo estes menos utilizados, restringido a casos especiais que necessitam de um estudo mais detalhado.

Entre os ensaios de campo destinados a projetos de fundações, de acordo com Velloso e Lopes (2011) sobressaem-se: Sondagens por Trado; O Standard Penetration Test – SPT; Sondagens rotativas; Poços; Sondagens mistas; O Ensaio de penetração de cone – CPT; Ensaio pressiométrico – PMT.

O mais popular e utilizado no Brasil, bem como em todo o mundo, é a sondagem a percussão SPT (Standard Penetration Test), sendo em casos específicos, onde haja a necessidade de dados mais completos, a utilização do ensaio de cone CPT e CPT-U.

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) aborda uma relação de medida de resistência e a profundidade cravada do amostrador, e tem como finalidade determinar as diversas camadas do solo e sua respectiva profundidade, a posição do nível d'água e o índice de resistência à penetração (N) a cada metro. Sendo esta investigação capaz de ultrapassar níveis abaixo do lençol freático, bem como também ultrapassar solos relativamente duros e compactos.

Neste processo de análise existem limitações, sendo algumas quando encontrado camadas muito compactas, bem como matacões e blocos de rochas.

Alguns pontos devem ser sujeitos a uma observação para a escolha dos locais de sondagens no terreno, dependendo das condições e características geotécnicas, bem como do tipo de estrutura a ser executado no local, e também a quantidade suficiente de perfurações para que o profissional responsável pelo projeto de fundações tenha conhecimento das principais propriedades principais do terreno, além das diversas camadas do solo.

Seguindo parâmetros da NBR 8036 (ABNT, 1983), estabelece-se uma quantidade mínima de sondagens para as respectivas áreas de projeção da planta de edificação, sendo o mínimo de duas para terrenos com área de até 200m<sup>2</sup> e três para áreas entre 200 e 400m<sup>2</sup>. Para cada 200m<sup>2</sup> de área da projeção, é acrescida uma cravação de furo de sondagem.

Em situações que a área do terreno seja superior a 1200m<sup>2</sup>, executa-se uma perfuração para cada 400m<sup>2</sup>, em projeções de áreas de 1200 a 2400m<sup>2</sup>.

A tabela 1 especifica o que a NBR 8036 (ABNT, 1983) estabelece.

**Tabela 1 - Número mínimo de sondagem pela NBR 8036 (ABNT, 1983)**

Área da edificação (m <sup>2</sup> )	Número mínimo de sondagens SPT
< 200	2
Entre 200 e 600	3
Entre 600 e 800	4
Entre 800 e 1000	5
Entre 1000 e 1200	6
Entre 1200 e 1600	7
Entre 1600 e 2000	8
Entre 2000 e 2400	9

Fonte: NBR 8036 (ABNT, 1983)

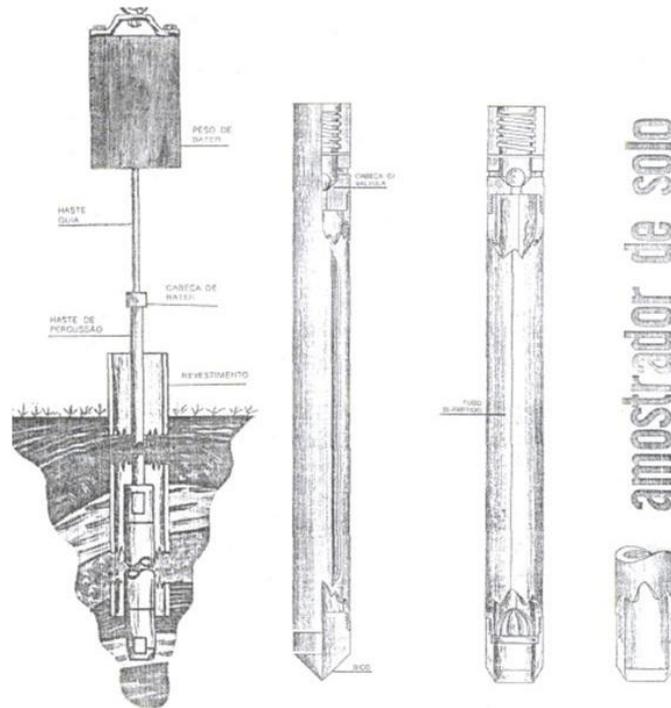
### **2.3.1 Execução do Ensaio de Penetração Dinâmica SPT**

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é realizado por tradagem e consiste em cravar um amostrador com dimensões normalizadas no terreno. Os processos de perfuração da sondagem são normalizados pela NBR 6484 (ABNT, 2001), que padroniza um amostrador composto de três partes distintas, originalmente chamado de amostrador tipo Raymond.

Após atingir 1 metro de escavação o sistema Raymond é inicialmente realizado em três conjuntos de fases de penetração de 15 cm, respectivamente, que totalizam 45 cm, por meio de golpes realizados por um peso com massa padronizada de 65 Kg, caindo em queda livre de uma altura de 75 cm. Sendo que é utilizada a soma dos golpes dos últimos 30 cm, de onde é definido o valor de N (SPT).

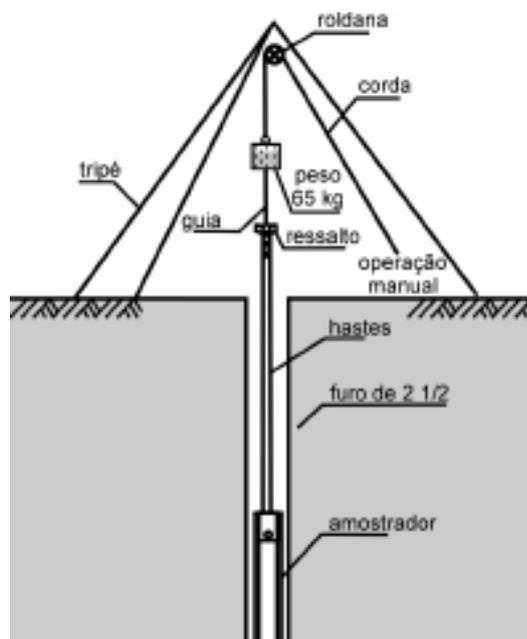
Um critério muito importante, também estabelecido com o ensaio SPT é quanto ao nível do lençol freático, de responsabilidade do operador, ficar sempre atento a alterações na umidade do solo, características relacionadas com a aproximação do nível d'água.

**Figura 5 - Apresentação de um esquema de um amostrador padrão.**



Fonte: COSTA, 2013

**Figura 6 - Esquema de execução do ensaio SPT.**



Fonte: SCHNAID, 2000

## 2.4 FUNDAÇÃO ESCOLHIDA

Conforme citado anteriormente, a estaca hélice contínua é o objeto de estudo deste trabalho, devido suas vantagens em relação aos outros tipos existentes de fundação, e também pela sua grande utilização na construção civil. “A estaca Hélice-Contínua é uma estaca de concreto moldada “in-loco”, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno”. (ANTUNES & TAROZZO, 1998, p.345).

### 2.4.1 Metodologia Executiva

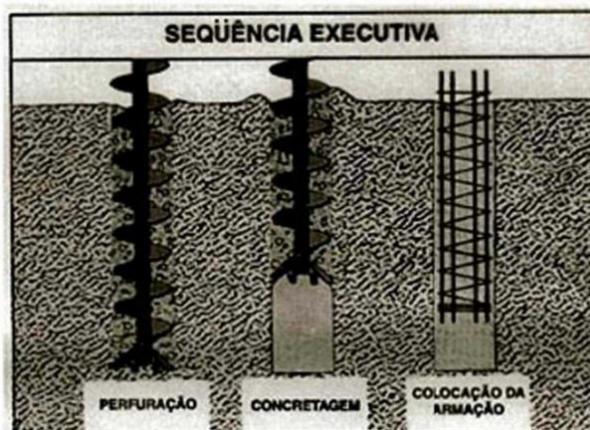
Segundo Antunes e Tarozzo (1998), o procedimento para execução da estaca hélice contínua contém as seguintes fases: perfuração, concretagem, simultânea à extração da hélice e colocação da armação.

#### 2.4.1.1 Perfuração

A perfuração é realizada até a profundidade determinada pelo projeto de fundações, no qual a hélice é cravada no terreno por meio de uma mesa rotativa, que aplica uma força contra o solo a fim de vencer resistência deste, sendo uma operação contínua, sem a retirada da hélice do terreno, permitindo a execução em solos arenosos e na presença do lençol freático.

A haste de perfuração é composta por uma hélice espiral com dentes em sua extremidade. No processo de perfuração a única força atuante sobre o terreno é o peso próprio do equipamento.

**Figura 7 - Sequência Executiva de estaca hélice contínua**



Fonte: ANTUNES & TAROZZO, 1998

#### 2.4.1.2 Concretagem

Atingindo a profundidade estipulada no projeto, o concreto é lançado através do tubo central da haste, preenchendo a cavidade feita pela perfuração. Ao mesmo tempo a hélice é extraída de maneira que não haja vazios no mesmo. A velocidade da retirada do equipamento depende diretamente entre a pressão e o consumo de concreto, diminuindo a possibilidade de possíveis patologias na estrutura.

Sempre se utiliza o concreto bombeável, de resistência característica de no mínimo 20 MPa. De acordo com Antunes (1998), o consumo de cimento varia entre 350 a 450 kg/m<sup>3</sup>.

#### 2.4.1.3 Colocação da Armação

O processo de colocação da armação é realizado após a concretagem. A armadura possui o formato de gaiola, sendo introduzida por gravidade ou com auxílio de um pilão de pequena carga. A armação deve ser posicionada no eixo central do furo, por meio de espaçadores a fim de garantir o cobrimento mínimo necessário estipulado por norma.

### 2.4.2 Equipamentos

Segundo Antunes e Tarozzo (1998), o equipamento utilizado para a cravação da hélice no terreno constitui-se de uma torre metálica vertical, com altura mínima compatível com a profundidade prevista das estacas, e também é equipada com duas guias em sua extremidade, sendo que a guia inferior pode ser substituída pelo limpador de trado

**Figura 8 - Detalhe da hélice e tubo de concretagem**



Fonte: Próprios Autores

### **2.4.3 Controle Executivo**

Para o monitoramento da execução das estacas, é utilizado um equipamento de origem francesa.

O equipamento é composto de um computador instalado na cabine do operador que informa todos os dados da execução da estaca, como: profundidade na ponta em relação ao terreno, velocidade de rotação da mesa, torque, inclinação da torre, pressão de concreto, volume acumulado e sobreconsumo. Estes dados são transferidos para um microcomputador para aplicação em software, onde é impresso o relatório com os dados obtidos das estacas.

**Figura 9 - Computador de bordo**



Fonte: Próprios Autores

## 2.5 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo do fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta. (fórmula 1) (DÉCOURT et al., 1998. P. 265):

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (1)$$

Onde:

$Q_u$  = Capacidade de carga da estaca;

$Q_s$  = Capacidade de carga resistida pelo fuste da estaca;

$Q_p$  = Capacidade de carga resistida pela ponta da estaca;

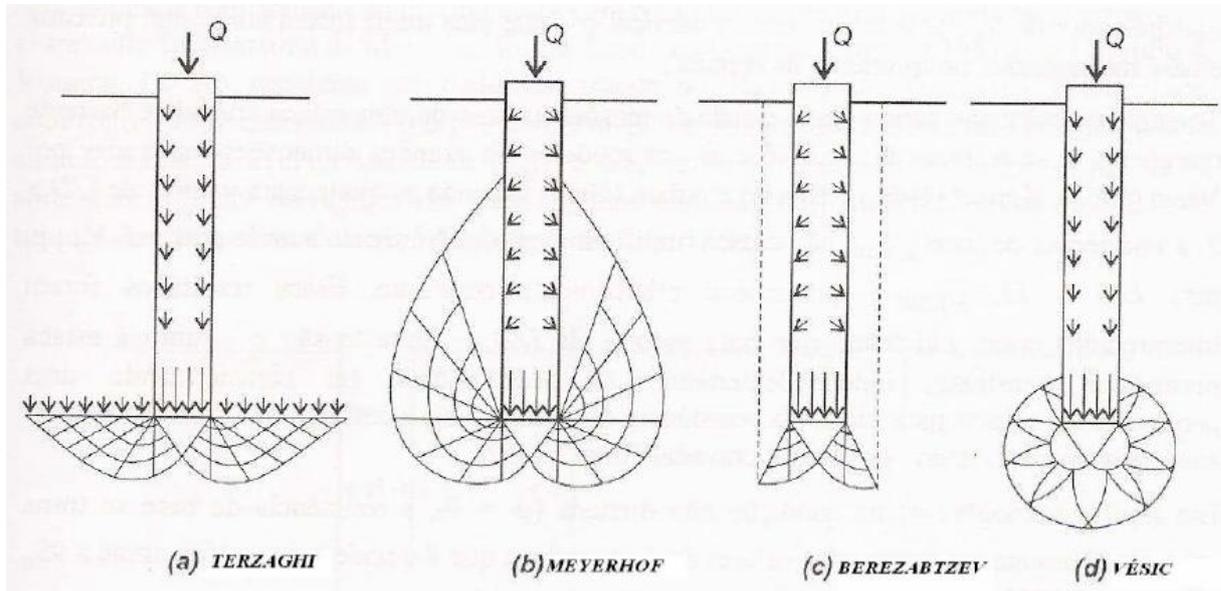
A avaliação da capacidade de carga do solo pode ser através de métodos racionais ou por métodos semi-empíricos. As formulações teóricas e racionais utilizam soluções clássicas de capacidade de carga a partir de parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão. Já os métodos semi-empíricos são fundamentados em correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados de ensaios “in situ” como o CPT e o SPT.

A seguir serão abordados os métodos de avaliação de capacidade de carga em fundações profundas mais utilizados.

### 2.5.1 Métodos Racionais ou Teóricos

Existem diversas teorias clássicas existentes para a determinação da capacidade de carga de fundações, onde cada uma apresenta diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca, conforme apresenta-se na Figura 10.

**Figura 10 - Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972).**



Fonte: VELLOSO & LOPES, 2010

Optou-se em destacar neste trabalho, a solução de Vésic (1972), que em seu trabalho desenvolveu um método para estimar a capacidade de carga de estacas, baseando-se na teoria de expansão de cavidades e levando em consideração a rigidez do material.

#### 2.5.1.1 Método de VÉSIC

De acordo com esta teoria baseada em parâmetros de esforço efetivo sugere a seguinte equação para determinação da carga última de ponta:

$$Q = q_u * A_p = (cN_c + \sigma'_0 N_\sigma) A_p \quad (2)$$

Sendo  $\sigma'_0$  o esforço efetivo normal médio do solo ao nível da ponta da estaca;

$$\sigma_o = \left( \frac{1 + 2K_o}{3} \right) \sigma'_v \quad (3)$$

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi') \quad (4)$$

$K_o$  = Coeficiente de empuxo no repouso.

$\sigma'_v$  = Tensão efetiva vertical no nível da ponta da estaca.

$A_p$  = Área transversal da estaca.

De acordo com a teoria de Vésic,

$$N_{\sigma} = f(I_{rr}) \quad (5)$$

Onde,  $I_{rr}$  = Índice de rigidez reduzida para o solo.

$$I_{rr} = \frac{(I_r)}{1 + I_r \Delta} \quad (6)$$

Onde  $I_r$  é igual ao índice de rigidez,  $E_s$  é o módulo de elasticidade do solo,  $\mu_s$  é o coeficiente de Poisson do solo e  $\Delta$  é a deformação unitária média na zona plástica. Equação 7.

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c' + \sigma' \tan \varphi)} = \frac{G_s}{c' + \sigma' \tan \varphi} \quad (7)$$

Para condições sem mudança de volume (areia densa ou argila saturada)  $\Delta=0$  portanto:

$$I_r = I_{rr} \quad (8)$$

Para Condições não drenadas onde  $\phi = 0$ , a equação pode se reescrever:

$$N_c = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (9)$$

Das (2006 apud PÉREZ, 2014), expõe que os valores de ( $I_r$ ) se obtém de provas de laboratórios de adensamento e triaxiais correspondentes aos níveis apropriados do esforço, no entanto para uso preliminar recomendam-se os valores da Tabela 2.

**Tabela 2 - Valores de ( $I_r$ ) para diferentes tipos do solo**

Tipo de solo	$I_r$
Areia	70-150
Siltes e Argila	50-100
Argila	100-200

Fonte: DAS, 2006

## 2.5.2 Métodos Semi-Empíricos

Como o ensaio SPT é geralmente o único ensaio de campo disponível, difundiu-se no Brasil a prática de relacionar medidas de  $N_{spt}$  diretamente com a capacidade de carga de estacas (e.g. Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978; Amaral, Viezzer & Amaral, 2000). Embora, os métodos normalmente adotados constituírem-se em ferramentas valiosas à engenharia de fundações, é importante reconhecer que, devido a sua natureza estatística, a validade está limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (Schnaid, 2000). Neste trabalho serão apresentados os métodos mais utilizados na Engenharia de Fundações no Brasil para o cálculo de previsão da capacidade de carga em fundações profundas, e que ao decorrer deste serão comparados com o resultados obtidos no ensaio de prova de carga estática.

### 2.5.2.1 Método de Aoki & Velloso

Este método foi inicialmente apresentado em 1975 no 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações de Buenos Aires, sendo atualizado em 1991, segundo Décourt (1998). É considerado semi-empírico devido a comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone. Através deste processo obtém-se os valores das tensões limites de ruptura de ponta ( $r_p$ ) e de atrito lateral ( $r_l$ ).

$$r_p = \frac{K \cdot N}{F_1} \quad (10)$$

$$r_l = \frac{\alpha K N}{F_2} \quad (11)$$

Onde:

$N$  = Valor do SPT;

$F_1$  e  $F_2$  = Parâmetros apresentados na Tabela 2;

$\alpha$  e  $K$  = Coeficientes apresentados na Tabela 3.

**Tabela 3 - Parâmetros  $F_1$  e  $F_2$  propostos por Aoki-Velloso**

Tipos de Estacas	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Pré-moldadas	1,8	3,5
Escavadas	3,0	6,0

Fonte: ALONSO, 2010

Os parâmetros  $F_1$  e  $F_2$  representam fatores de correção das tensões limites de ruptura de ponta e de atrito lateral, que considera as diferenças de comportamentos entre a estaca e o ensaio de penetração estática (CPT).

**Tabela 4 - Coeficientes K e  $\alpha$  propostos por Aoki-Velloso**

Tipo de Terreno	K(MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,0	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

Fonte: ALONSO, 2010

Os coeficientes  $k$  e  $\alpha$  dependem das características do tipo de solo e, assim como os valores de  $F_1$  e  $F_2$ .

A capacidade de carga de ruptura ( $P_R$ ) pelo método de Aoki-Velloso é expressa pela equação 12:

$$P_R = A_p \left( \frac{K N}{F_1} \right) + \sum_{cp}^{ca} U \Delta l \left( \frac{\alpha K N}{F_2} \right) \quad (12)$$

Onde:

$A_p$ = Área da projeção da ponta da estaca;

$U$  = Perímetro da seção transversal da estaca;

$C_a$ = Cota de arrasamento;

$C_p$ = Cota da ponta;

$\Delta_l$  = Trecho onde se admite  $r_1$  constante.

Para obtenção da carga útil da estaca (P), adota-se fator de segurança igual a 2:

$$P \leq \frac{P_R}{FS} \quad (13)$$

#### 2.5.2.2 Método de Décourt-Quaresma

Este método foi apresentado no ano de 1978, no 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, no qual utilizaram estimativas da capacidade de carga de ruptura, exclusivamente baseado sobre os dados obtidos no ensaio de sondagem a percussão SPT. O método inicialmente foi elaborado para estacas de deslocamento (cravadas), mas sofreu aperfeiçoamentos durante os anos seguintes, resultando em uma expressão mais completa, estendendo-se para outros tipos de estacas.

Após algumas revisões, Décourt & Quaresma (1982) aperfeiçoaram o método na estimativa da carga lateral.

Para determinar a carga de ruptura, utiliza-se as seguintes equações, conforme apresentado a seguir:

$$R_p = \alpha_{dec} C N_p A_p \quad (14)$$

$$R_l = 10 \beta_{dec} \left[ \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \right] \quad (15)$$

$$P_R = [\alpha_{dec} C N_p A_p] + 10 \beta_{dec} \left[ \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \right] \text{ em KN/m}^2 \quad (16)$$

Sendo:

$\alpha_{dec}$  e  $\beta_{dec}$  = Coeficientes em função do tipo de estaca e solo, apresentados respectivamente nas Tabelas 6 e 7;

C = Coeficiente característico do solo, ilustrado na Tabela 5;

$N_p$  = Valor médio do índice de resistência na ponta da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente à ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

$A_p$  = Área da projeção da ponta da estaca;

$N_s$  = Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca;

$A_s$  = Área lateral da estaca;

$R_p$  = Carga de ruptura de ponta;

$R_l$  = Carga de ruptura por atrito lateral.

Adotando fatores de segurança conforme autor, a carga admissível da estaca (P) é:

$$P \leq \frac{R_l}{1,3} + \frac{R_p}{4} \quad (17)$$

Na determinação de  $N_s$ , os valores de  $N_{spt}$  menores que 3, devem ser considerados iguais a 3 e os maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

**Tabela 5 - Coeficientes C em função do Tipo de Solo / Décourt-Quaresma**

Tipo de Solo	C (KN/m <sup>2</sup> )	C (tf/m <sup>2</sup> )
Argila	120	12
Silte argiloso (solo residual)	200	20
Silte arenoso (solo residual)	250	25
Areia	400	40

Fonte: CINTRA,2010

**Tabela 6 - Coeficiente  $\alpha$  em função do tipo de estaca e solo / Décourt-Quaresma**

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

\*valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte:HACHICH,1998

**Tabela 7 - Coeficiente  $\beta$  em função do tipo de estaca e solo / Décourt-Quaresma**

Tipo de estaca \ Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

\*valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: HACHICH, 1998

### 2.5.2.3 Método de Teixeira

Teixeira apresentou este método em 1996 para cálculo da capacidade de carga de estacas no 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, segundo Velloso e Lopes (2010). Baseou-se nos estudos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978) para formulação do seu método, no qual adotou alguns novos parâmetros para estimar a capacidade de carga de um sistema solo-estaca, propondo uma nova equação, mostrada a seguir.

$$R = R_p + R_l = \alpha_t N_p A_p + \beta_t N_l U L \quad (18)$$

Onde:

$\alpha_t$  = Parâmetro adotado em função do tipo de solo e do tipo da estaca;

$N_p$  = Valor médio do índice de resistência à penetração no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca até 1 diâmetro abaixo;

$A_p$  = Área da projeção da ponta da estaca;

$\beta_t$  = Parâmetro adotado em função do tipo da estaca;

$N_l$  = Valor médio do somatório do SPT ao longo do fuste da estaca;

U = Perímetro da estaca;

L = Comprimento da estaca.

Este método não se aplica as estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argila mole, com N do SPT inferior a 3 (CINTRA e AOKI, 2010).

**Tabela 8 - Parâmetros  $\alpha$  em função do tipo de estaca e solo.**

Tipo de Solo ( $4 < N < 40$ )	Tipo de Estaca - $\alpha$ [kPa]			
	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: CINTRA e AOKI, 2010

**Tabela 9 - Parâmetro  $\beta$  em função do tipo de estaca.**

Tipo de Estaca	$\beta$ [kPa]
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: CINTRA e AOKI, 2010

### **3 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA**

#### **3.1 INTRODUÇÃO**

Um dos desafios da engenharia de fundações é prever a capacidade de carga de estacas, pois envolve conhecimento e estimativas de propriedades do solo e também da interação entre solo e estrutura (estacas). Com a dificuldade de fornecer resultados numéricos e analíticos, levou a prática brasileira a fazer uso de correlações empíricas diretamente relacionadas com os resultados do ensaio SPT com o desempenho da fundação.

Alonso (2003) expõe que a capacidade de carga contra ruptura de uma fundação corresponde ao menor valor entre a resistência do elemento estrutural que compõe a fundação e a resistência do solo adjacente à fundação e que lhe dá suporte. Segundo o autor o controle da capacidade de carga da fundação inclui a análise da qualidade e integridade dos materiais do elemento estrutural, verificação da profundidade atingida por estes, garantia da sua continuidade estrutural e também aferição da interação destes elementos com o solo.

Velloso e Lopes (2011) também definem capacidade de carga como sendo o limite de resistência da fundação, em relação à situação de ruptura. Essa resistência à ruptura pode ser influenciada por alguns fatores como posicionamento ou dimensões do elemento de fundação, como também pelas características e propriedades do solo quanto à resistência e compressibilidade relativa.

#### **3.2 COEFICIENTES DE SEGURANÇA EM FUNDAÇÕES**

Hachich (1998) relata que após a fase de concepção de um projeto, algumas providências devem ser tomadas para alcançar segurança e economia no projetar de uma estrutura, sendo a primeira delas, prever o seu comportamento quando sujeito às ações durante sua vida útil. Ainda segundo Hachich (1998), a quantificação desse comportamento gera grandezas que podem ser submetidas a critérios de projeto ligados à segurança.

Quando se trata de fundações, de estruturas e afins, é sempre importante ter um estudo dos coeficientes de segurança, como também observar as proposições feitas pelas normas vigentes para assim determinar os valores corretos destes coeficientes, visto que eles representam um majoração de resultados a fim de resolver problemas da má execução ou descaracterização de propriedades de peças utilizadas.

Segundo Velloso e Lopes (2011), em fundações a determinação desses coeficientes é mais complexa, principalmente pelo fato de se trabalhar com o solo, que é um material heterogêneo, com características diversas e que possui uma grande variação entre regiões, no qual, gera incertezas nos métodos de cálculos, como também nos parâmetros do solo que são introduzidos nesses cálculos. Com isso, é importante e necessária a utilização destes fatores de segurança que considerarão essas incertezas.

Inicialmente, em relação à ideia de incertezas incluem-se os ensaios de campo, pois estes não são suficientes para se ter um conhecimento completo do subsolo a que se vai utilizar, por isso torna-se correto a prevenção de segurança através de acréscimos que combatam pontos que não foram detectados nestes ensaios e que conseqüentemente não comporão os relatórios.

Velloso e Lopes (2011) mencionam ainda os principais fatores que descrevem essas incertezas, que vem desde as investigações geotécnicas citadas anteriormente, dos métodos de cálculos normalmente empíricos, dos parâmetros do solo que são introduzidos nesses cálculos, das cargas que serão projetadas às fundações, até os problemas de execução.

A utilização dos coeficientes de segurança é dividida em duas formas, sendo entre coeficientes globais e parciais. Quando incluídas todas as incertezas em um único coeficiente, estes são chamados de globais, e quando tratados como ponderação para cada aspecto do cálculo, isto é, de forma isolada, são chamados de parciais.

### 3.3 VERIFICAÇÃO E CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA

Será considerada modelo para os cálculos uma estaca hélice contínua monitorada com diâmetro de 50 (cinquenta) centímetros e com comprimento total de 20 (vinte) metros. Baseando-se nos dois furos de sondagem SPT presentes no relatório de prova de carga estática anexado a este trabalho. Os furos foram executados próximos aos pilares 6,7 e ao pilar 16.

Logo, haverá cálculos para a situação encontrada no primeiro furo de sondagem, denominado “Pilar 6-Pilar 7” e para a situação do segundo furo de sondagem, denominado “Pilar 16”.

### 3.3.1 Método Estatístico de Aoki & Velloso

Analisando o perfil da sondagem “pilar 6-pilar 7”, presente no anexo deste trabalho, constata-se na profundidade de 20 metros, onde será a cota final da estaca, um solo caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, micáceo, variegado, medianamente compacto, com número de golpes dos últimos 30 centímetros igual a 12. Sendo a estaca modelo do tipo escavada, de acordo com a tabela 3, os parâmetros F1 e F2 nesta situação terão valores de 3,0 e 6,0, respectivamente. A tabela 4 apresenta os coeficientes K e  $\alpha$  que variam de acordo com o tipo de solo. Neste caso terão valores de 0,45 Mpa e 2,8%, respectivamente. A área da projeção da ponta e o perímetro da estaca modelo serão respectivamente 0,196 metros quadrados e 1,571 metros.

Substituindo esses dados na equação 12, encontra-se uma capacidade de carga de ruptura igual a 114,52 tf. Determina-se a carga útil da estaca através da equação 13. A NBR 6122 (ABNT, 2010) prevê uso de um fator de segurança igual a 2. Dessa forma chega-se ao resultado de 57,26 tf para a capacidade de carga admissível.

O perfil da sondagem “pilar 16”, também presente no anexo deste trabalho, apresenta na profundidade de 20 metros, um solo caracterizado como silte arenoso, micáceo, variegado, com número de golpes dos últimos 30 centímetros igual a 18. De acordo com a tabela 3, os parâmetros F1 e F2 nesta situação terão valores de 3,0 e 6,0, respectivamente. Os coeficientes K e  $\alpha$  neste caso, terão valores de 0,55 Mpa e 2,2%, respectivamente. A área da projeção da ponta e o perímetro da estaca modelo serão respectivamente 0,196 metros quadrados e 1,571 metros.

Substituindo esses dados na equação 12, encontra-se uma capacidade de carga de ruptura igual a 178,74 tf. Determina-se a carga útil da estaca através da equação 13. A NBR 6122 (ABNT, 2010) prevê uso de um fator de segurança igual a 2. Dessa forma chega-se ao resultado de 89,37 tf para a capacidade de carga admissível.

### 3.3.2 Método Estatístico de Décourt-Quaresma

Os perfis das sondagens “pilar 6-pilar 7” e “pilar 16”, como mostrados anteriormente, possuem características que serão relacionadas às proposições deste método para obtenção dos valores dos coeficientes necessários para determinação da capacidade de carga de ruptura da estaca modelo.

Sendo silte arenoso, pouco argiloso, micáceo, variegado, medianamente compacto o tipo de solo encontrado na cota -20,00 metros da sondagem “pilar 6-pilar 7”, de acordo com a tabela 5, o coeficiente  $C$  em função do solo nesta situação será igual a 250 kN/m<sup>2</sup>. Considerando o tipo da estaca modelo e o solo encontrado, a tabela 6 e 7 indicam os coeficientes  $\alpha_{dec}$  e  $\beta_{dec}$  em função do tipo de estaca e solo sendo igual a 0,30 e 1,00, respectivamente. Analisando ainda o perfil da sondagem, obtêm-se os valores de  $N_p$  e  $N_s$  igual a 16 e 10,65, respectivamente. A área da projeção da ponta e o perímetro da estaca modelo serão respectivamente 0,196 metros quadrados e 1,571 metros.

Substituindo esses valores na equação 16, encontra-se uma capacidade de carga de ruptura igual a 166,46 tf. E uma carga admissível, de acordo com a equação 17 igual a 115,84 tf. Assim como no método Aoki & Velloso, para definição da capacidade de carga, a NBR 6122 (ABNT, 2010) prevê o uso de um fator de segurança igual a 2, no entanto o autor propõe o uso de coeficientes de segurança diferentes para resistência de ponta e resistência lateral (do fuste) da estaca. São eles, respectivamente, 4 e 1,3.

O perfil da sondagem “Pilar 16” relata como silte arenoso o tipo de solo na cota final da estaca, de acordo com a tabela 5, o coeficiente  $C$  em função do solo nesta situação será igual a 250 KN/m<sup>2</sup>. A tabela 5 e 6 indicam os coeficientes  $\alpha_{dec}$  e  $\beta_{dec}$  em função do tipo de estaca e solo sendo igual a 0,30 e 1,00, respectivamente. Os valores de  $N_p$  e  $N_s$  serão iguais a 29,67 e 14,05, respectivamente. A área da projeção da ponta e o perímetro da estaca modelo serão respectivamente 0,196 metros quadrados e 1,571 metros.

Substituindo esses valores na equação 16, encontra-se uma capacidade de carga de ruptura igual a 222,16 tf. E uma carga admissível, de acordo com a equação 17 igual a 148,25 tf. Considerando os coeficientes de segurança para resistência de ponta e resistência lateral (do fuste) da estaca como sendo, respectivamente, 4 e 1,3, segundo o autor propõe.

### 3.3.3 Método de Teixeira

Como realizado nos métodos anteriores, utilizando-se dos dados do perfil da sondagem, especificamente a “Pilar 6-Pilar 7”, onde foi encontrado na cota final da estaca um solo caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, micáceo, variegado, medianamente compacto, com número de golpes dos últimos 30 centímetros igual a 12. De acordo com os parâmetros do método, considera-se a estaca modelo como sendo escavada a céu aberto, resultando no valor de 16 tf/m<sup>2</sup> para o parâmetro  $\alpha_t$ , de acordo com a tabela 7. E

um valor de  $0,4 \text{ tf/m}^2$  para o parâmetro  $\beta_t$ , de acordo com a tabela 8. Para determinação do valor de  $N_p$ , foi considerado o intervalo estipulado por Teixeira, sendo 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo, totalizando 2 metros acima e 0,5 metros abaixo da cota final da estaca. O valor médio desse intervalo foi de 14,67. O valor de  $N_l$  que é o somatório do  $N_{spt}$  ao longo do fuste, foi de 10,8. A área da projeção da ponta e o perímetro da estaca modelo serão respectivamente 0,196 metros quadrados e 1,571 metros. O comprimento da estaca é de 20 metros.

Substituindo esses valores na equação 18, encontra-se uma capacidade de carga de ruptura igual a 181,79 tf. Determina-se a carga útil da estaca através da equação 13, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010) estabelece, adotando então um fator de segurança igual a 2, obtendo assim uma capacidade de carga admissível de 90,89 tf.

Para a situação da sondagem “Pilar 16”, foi encontrado na cota de -20,00 metros um solo caracterizado como silte arenoso. Sendo assim, a tabela 7 indica um valor do parâmetro  $\alpha_t$  em função do tipo da estaca e do solo igual a  $16 \text{ tf/m}^2$ . O parâmetro  $\beta_t$  em função do tipo da estaca terá valor de  $0,4 \text{ tf/m}^2$ , de acordo com a tabela 8. Para determinação do valor de  $N_p$ , foi considerado o intervalo estipulado por Teixeira, sendo 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo, totalizando 2 metros acima e 0,5 metros abaixo da cota final da estaca. O valor médio desse intervalo foi de 21,33. O valor de  $N_l$  que é o somatório do  $N_{spt}$  ao longo do fuste, foi de 14,05. A área da projeção da ponta e o perímetro da estaca modelo serão respectivamente 0,196 metros quadrados e 1,571 metros. O comprimento da estaca é de 20 metros.

Substituindo esses valores na equação 18, encontra-se uma capacidade de carga de ruptura igual a 243,58 tf. Determina-se a carga útil da estaca através da equação 13, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010) estabelece, adotando então um fator de segurança igual a 2, obtendo assim uma capacidade de carga admissível de 121,79 tf.

### 3.4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática é um processo utilizado para o controle de qualidade da execução das estacas e também para a averiguação da capacidade de carga do sistema solo-estaca. Essa é a técnica mais segura para analisar a capacidade de carga de uma estaca. Esse ensaio propõe por meio da aplicação controlada de um carregamento no eixo da estaca, em

um estimado intervalo de tempo, registrar o deslocamento da estaca provocado pelo carregamento aplicado.

A realização desse processo da prova de carga estática em estacas é normatizada pela NBR 12131(ABNT, 2006) - Estacas – Prova de carga estática, e a sua obrigatoriedade é descrita na norma NBR 6122 (ABNT, 2010) – Projeto e execução de fundações – item 9.2.2 Fundações em estacas.

A prova de carga estática é a técnica mais segura para analisar a capacidade de carga de uma estaca. Inicialmente, o ensaio consiste em aplicar um carregamento de compressão na estaca por meio de um conjunto de macaco hidráulico e vigas de reação que ensaiam a estaca para 2,0 vezes a carga admissível ou até a ruptura.

Faz-se o acompanhamento do ensaio de carregamento realizando medições de deformidade da estaca durante o tempo de acréscimo de carga aplicada nos diferentes estágios. O tempo de ensaio varia principalmente em virtude ao critério de descarregamento, podendo ser lento, misto ou rápido.

A prova de carga estática pode ser substituída, por ensaios dinâmicos na proporção de cinco ensaios dinâmicos para cada prova de carga estática, respeitando os critérios estabelecidos em projeto de acordo com a norma técnica brasileira de fundações.

A investigação dos dados traz informações importantes, tais como, curva carga x deslocamento, capacidade de carga da estaca, recalque associado à carga de trabalho, parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, coeficiente de segurança do estaqueamento.

### 3.5 CARGA DE RUPTURA

A partir do ensaio de prova de carga realizado obtêm-se os resultados do comportamento da estaca analisada, sendo demonstrados pelo gráfico da curva carga versus recalque (deslocamento) que indica a carga de ruptura, também chamada de carga última, ou carga limite deste elemento (estaca).

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define como a capacidade de carga de estacas de prova quando ocorrer a ruptura nítida, isto é, ocorrência de deformações continuadas sem novo acréscimo de carregamento. Pode acontecer do ensaio não apresentar a ruptura nítida, devido a capacidade de carga da estaca ser superior à carga que se pretende aplicar, ou quando a estaca apresentar recalques elevados quando carregada, mas não configurar uma ruptura nítida. Nestes casos, a NBR 6122 (ABNT, 2010) sugere extrapolar a curva carga versus recalque para determinar a carga de ruptura. Este procedimento será detalhado mais adiante.

A bibliografia técnica apresenta dois tipos de ruptura existentes: a ruptura física e a ruptura convencional. Décourt (1996) define como ruptura física o ponto de rigidez nula de um sistema solo-estaca, que é caracterizada como a relação entre a carga aplicada e o recalque por ela produzido no sistema. Ainda segundo Décourt (1996) é considerada ruptura convencional a carga correspondente ao deslocamento do topo do elemento (estaca) igual a 30% do seu diâmetro, no caso de ser escavado em solo granular. E 10% do diâmetro da estaca escavada em argila e estacas de deslocamento.

Muitos métodos têm sido desenvolvidos e divulgados no meio científico e na literatura, a respeito da definição da carga de ruptura. Optou-se destacar neste trabalho os métodos propostos pela NBR 6122 (ABNT, 2010) e o método de Van der Veen (1953).

### 3.5.1 Critério de Ruptura da Norma Brasileira – NBR 6122

Como mencionado anteriormente, nos casos de uma estaca ter um comportamento no ensaio de prova de carga estática, no qual, não apresenta ruptura nítida, a Norma Brasileira sugere extrapolar a curva carga versus recalque, para assim avaliar a carga de ruptura. Isso deve ser feito baseando-se em critérios da Engenharia Geotécnica sobre a curva do primeiro carregamento. A partir disso, a norma convencionou a carga de ruptura como sendo aquela que corresponde na curva carga x deslocamento, mostrada na Figura 11, ao recalque obtido pela expressão:

$$\Delta r = \frac{P * L}{A * E} + \frac{D}{30} \quad (19)$$

Onde:

$\Delta r$  = Recalque de ruptura convencional;

P = Carga de ruptura convencional;

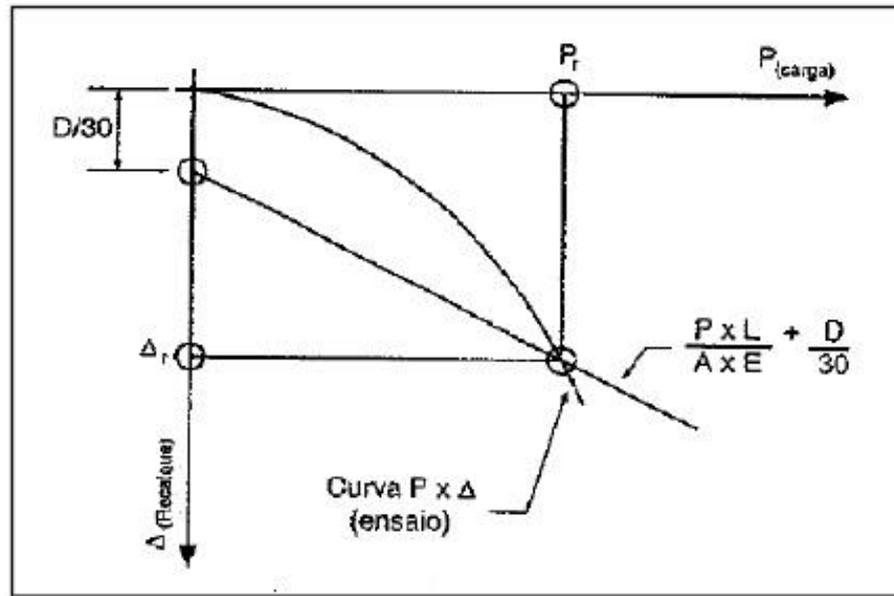
L = Comprimento da estaca;

A = Área da seção transversal da estaca;

E = Módulo de elasticidade do material;

D = Diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

Figura 11 - Carga de ruptura convencional



Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2010)

A norma ainda relata que deve ser considerada na interpretação da prova de carga a natureza do terreno, a velocidade do carregamento, a estabilização de taludes, entre outros, conforme previsto na NBR 12131(ABNT, 2006).

### 3.5.2 Método de Van der Veen

O método de Van der Veen (1953) certamente é um dos métodos de definição de carga de ruptura mais difundidos no Brasil, e que segundo Velloso e Lopes (2002) é o método de extrapolação da curva carga x recalque de provas de carga mais utilizado no país, onde a carga de ruptura última é determinada por tentativas, realizadas na equação matemática do trecho da curva que se dispõe.

Inicia-se com um valor qualquer de carga “Pr”, também chamada de carga de ajuste, calculando-se valores correspondentes de “ln (1-P/Pr)”, que são demonstrados em um gráfico em função do recalque “r”. Realiza-se novas tentativas com valores diferentes de “Pr” até que se resulte em um gráfico aproximadamente em linha reta, para assim adotar este valor de “Pr” como a carga de ruptura do elemento. A expressão que define a curva carga versus deslocamento, proposta por Van der Veen (1953), é apresentada.

$$P = Pr (1 - e^{-a.r}) \quad (20)$$

Onde:

$P$  = Carga nos diversos pontos da curva carga x deslocamento;

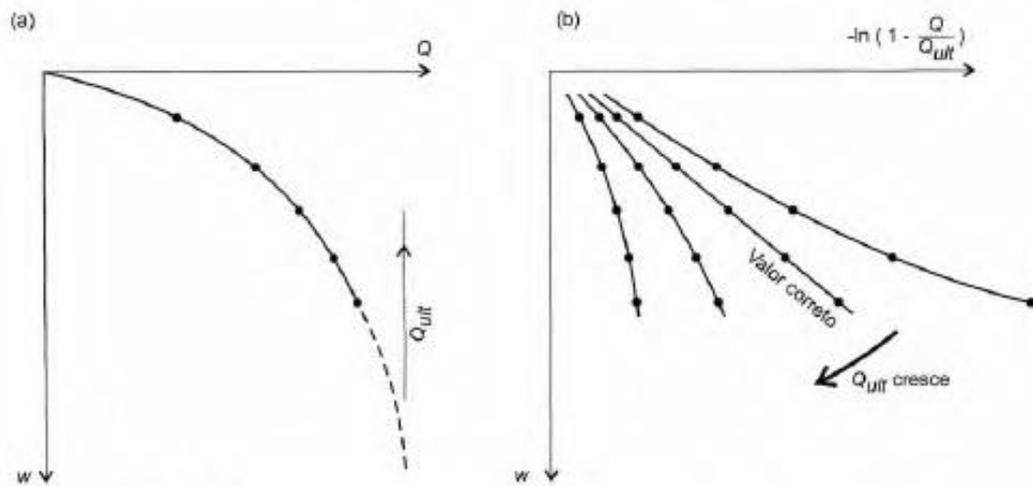
$r$  = Recalque nos diversos pontos da curva carga x deslocamento;

$\alpha v$  = Parâmetro que define a forma da curva carga x deslocamento.

Velloso e Lopes (2010) citam que durante aplicação deste método, Aoki (1976 *apud* LOPES & VELLOSO, 2010) verificou que a reta obtida à carga de ruptura, não passava pela origem do gráfico, mas apresentava um intercepto. Deste modo, Aoki propôs a inclusão de um intercepto “b”, originando o método de Van der Veen generalizado. A expressão generalizada é apresentada.

$$P = Pr (1 - e^{b-a.r}) \quad (21)$$

**Figura 12 - Extrapolação da curva carga x recalque segundo Van der Veen (1953)**



Fonte: VELLOSO & LOPES, 2010

#### 4 PROCEDIMENTOS E ANÁLISE DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática é o ensaio mais recomendado para a investigação do comportamento da fundação profunda. O ensaio de prova de carga estática fornece dados para a verificação de projetos, referentes às estacas já executadas em uma obra, e também ajuda nos estudos do comportamento solo-estaca de uma determinada área.

Esse é um ensaio de custo bastante elevado em comparação a outros tipos de ensaio em estacas, pois é necessária a montagem de um sistema de aparelhagem de grande porte, para simular as condições reais de comportamento da estaca isolada no solo.

Segundo a NBR 12131(ABNT, 2006), a prova de carga consiste em aplicar carregamentos crescentes à estaca e analisar os deslocamentos. Esse carregamento é aplicado até a ruptura da estaca ou ao menos duas vezes o valor da carga de trabalho prevista.

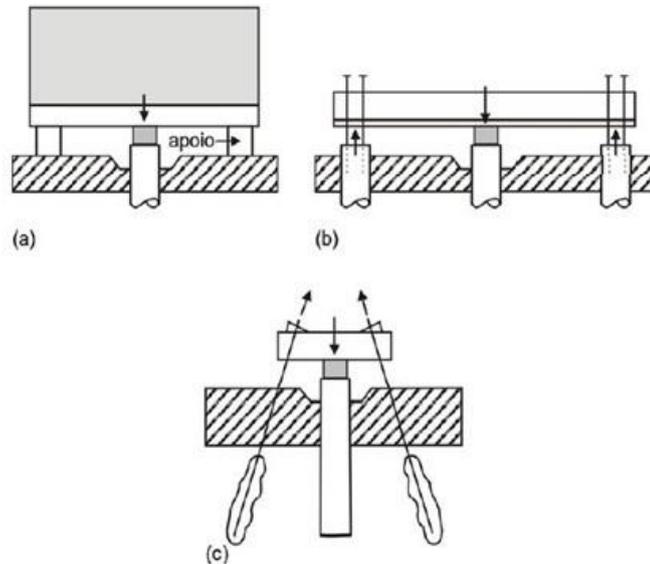
A NBR 12131(ABNT, 2006) aconselha que, para executar o ensaio de prova de carga monta-se um sistema de reação composto por um macaco hidráulico alimentado por bombas. O carregamento aplicado é feito através de células de carga ou manômetros calibrados. Os deslocamentos verticais são aferidos por meio de deflectômetros, para o traçado da curva “carga x recalque” em um gráfico semelhante ao da Figura 13.

**Figura 13 - Prova de carga estática com estrutura atirantada.**



Fonte: GEOFIX, 2010

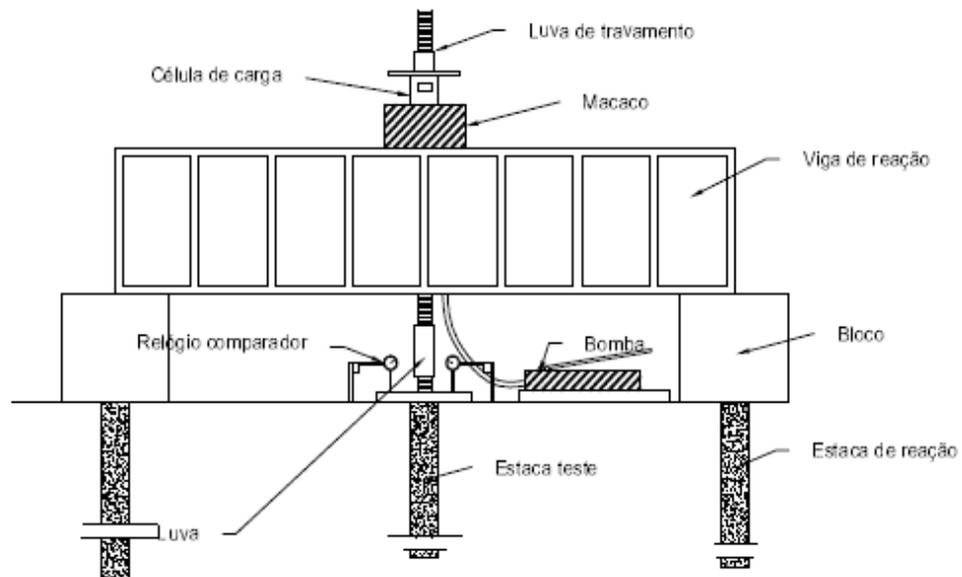
**Figura 14 - Sistema de reação para provas de carga a compressão.**



Fonte: VELLOSO & LOPES, 2010

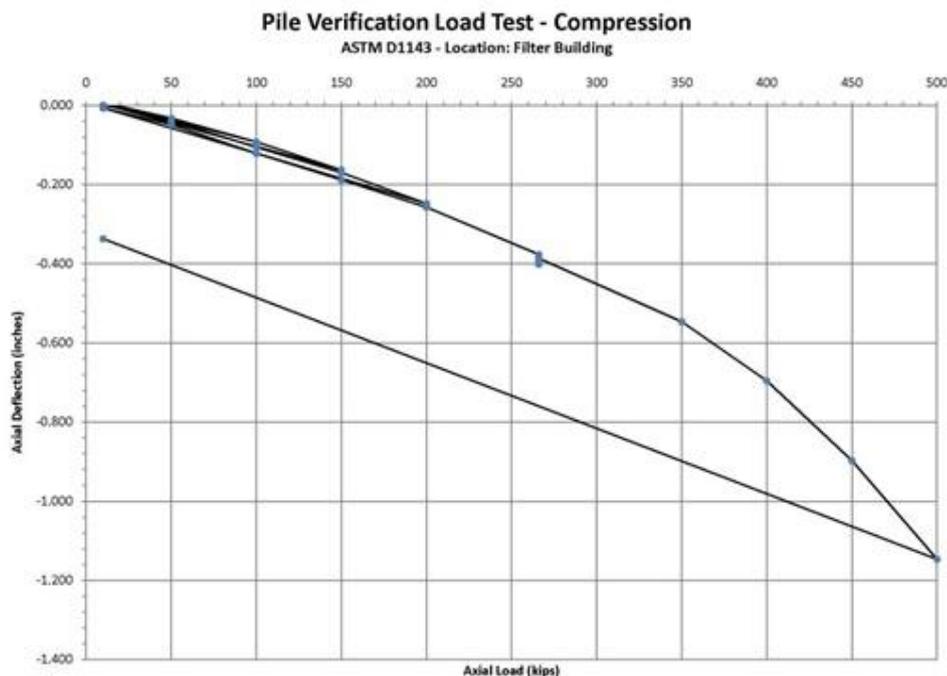
Os recalques são coletados por transdutores de deformação e são registrados em pares com a carga associada, para o traçado da curva “carga x recalque” em um gráfico de formato semelhante ao da Figura 16.

**Figura 15 - Sistema de reação prova de carga.**



Fonte: [http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0100-69162010000200002&lng=pt&nrm=iso&tlng=pt](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0100-69162010000200002&lng=pt&nrm=iso&tlng=pt)

**Figura 16 - Formato característico da curva carga x recalque na prova de carga estática.**



Fonte: GEOSTRUCTURES, 2012.

Os métodos de carregamentos para realização do ensaio estão descritos na NBR 12131 (ABNT, 2006) e são:

- a) com carregamento lento;
- b) com carregamento rápido;
- c) com carregamento misto;
- d) com carregamento cíclico (lento ou rápido);

Cada método de carregamento é separado por quantidade de estágios de carregamento e tempo de estabilização do recalque até a leitura do ensaio.

No ensaio com carregamento lento, a aplicação da carga em cada estágio não deve ultrapassar 20% da carga de trabalho prevista para a estaca e deve ser mantida até o recalque se estabilizar, sendo o tempo mínimo para isso de 30 minutos NBR 12131(ABNT, 2006).

No carregamento rápido, a carga aplicada em cada estágio não deve ultrapassar 10% da carga de trabalho prevista para a estaca e deve ser mantida por um tempo de 10 minutos, independente da estabilização dos recalques NBR 12131(ABNT, 2006).

O ensaio misto enquadra-se na execução de um ensaio lento até, no mínimo, 1,2 vezes a carga de trabalho da estaca, seguido de um ensaio rápido até a carga planejada NBR 12131(ABNT, 2006).

O ensaio cíclico possui observações descritas na norma, mas basicamente é executado com ciclos de carga e descarga sucessivos, onde as leituras são realizadas, ao início e ao final de cada ciclo.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) especifica a quantidade obrigatória de provas de carga estáticas em uma obra no item 9.2.2.1 (quantidade de provas de carga). Ela cita que é obrigatória a execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 8, sempre no início da obra. Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B) da Tabela 8, deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas arredondando-se sempre para mais. NBR 6122 (ABNT, 2010).

A chamada “Tabela 6” da norma está transcrita a seguir, na Tabela 10:

**Tabela 10 - Quantidade de provas de carga.**

<b>Tipo de estaca</b>	<b>A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa</b>	<b>B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga</b>
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 fyk	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2010).

## 4.1 ANÁLISE DO BANCO DE DADOS

### 4.1.1 Características do Terreno

A prova de carga utilizada como referência de resultados é constituída de uma estaca ensaiada com diâmetro de 50 centímetros com profundidade de aproximadamente 20 metros, onde foram executados dois furos de sondagem tipo SPT, localizados próximos ao pilar 6, pilar 7 e pilar 16.

A região apresentada nesse trabalho é composta por solos arenosos, siltosos e argilosos com ou sem matéria orgânica. O lençol freático varia de 3,4 m a 4,5 m em relação a superfície do terreno.

A caracterização do solo do furo próximo ao pilares 6 e 7 é composto por uma camada de argila silto-arenosa, muito mole à mole, espessura média de 4 m. Seguida de outras camadas, sendo elas: silte arenoso, medianamente compacto, espessura média de 3 m; Silte arenoso pouco argiloso, medianamente compacto, espessura de 4 m; Silte argiloso, rijo, espessura de 1 m. Sendo a última camada constituída de Silte arenoso pouco argiloso, medianamente compacto à compacto.

A caracterização do solo do furo próximo ao pilar 16 é composta por uma camada de argila arenosa, muito mole, espessura média de 2 m. Seguida de outras camadas, sendo elas: silte arenoso, medianamente compacto, espessura média de 11 m; Sendo a última camada constituída de Silte arenoso, compacto, espessura de 8 m.

#### **4.1.2 Montagem da Prova de Carga**

Nesse trabalho foi utilizado para os cálculos e análises, o resultado da prova de carga estática realizada em uma estaca hélice contínua monitorada e instrumentada de diâmetro 50 cm e comprimento igual a 20,08m. Este ensaio foi executado no Setor Oeste da cidade de Goiânia.

A execução da estaca foi através de uma perfuratriz hidráulica, compondo o sistema de perfuração mecânica. O ensaio foi realizado com oito estágios de carregamento, até atingir a carga de 168 tf (1648 kN). Após atingir a carga máxima ocorreu a realização do descarregamento em quatro estágios.

As duas estacas de reações foram do tipo hélice com 50 cm de diâmetro e 18m de comprimento. Elas foram projetadas para resistir a esforços de tração provocados pelo sistema de reação e foram armadas em toda a extensão do fuste com mono-barras rosqueada conforme projeto para prova de carga. Além disso, foi inserido em cima dos blocos pré-moldados uma viga metálica (viga de reação) travada com a utilização de vigas transversais a viga metálica, placas e porcas.

De acordo com a NBR 12131(ABNT, 2006), a estaca deveria ser carregada até a ruptura, ou ao menos até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. A prova de carga estática analisada nesta monografia foi realizada de acordo com o carregamento do tipo lento que é descrito a seguir.

A leitura dos deslocamentos é realizada nos intervalos de 0 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min e 15 min e posteriormente a cada 30 min até a estabilização dos deslocamentos NBR 12131(ABNT, 2006).

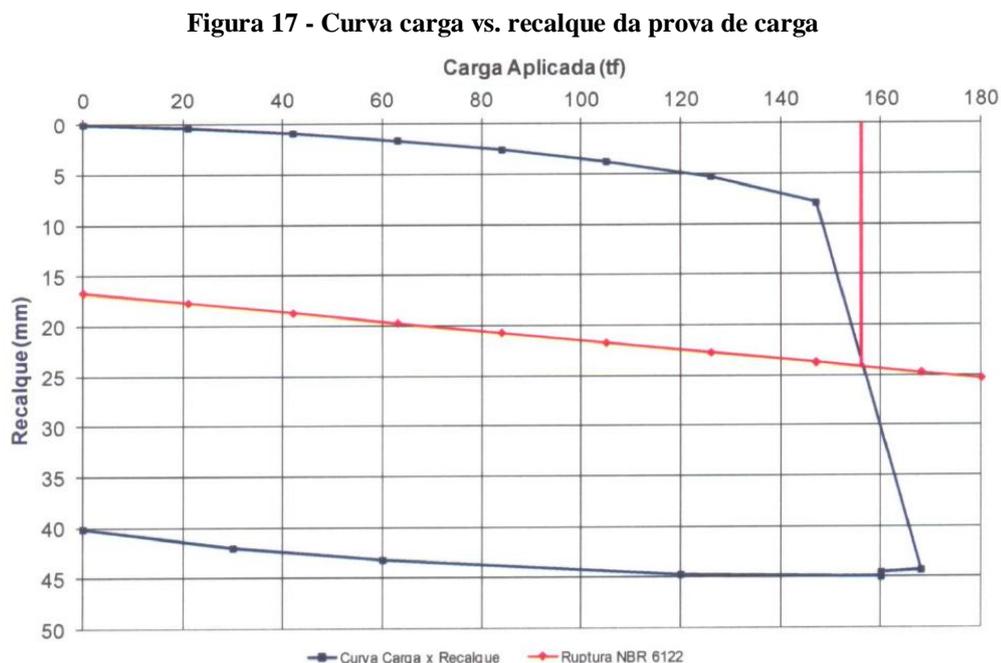
O carregamento aplicado neste ensaio foi regulado e continuamente verificado de forma a manter-se constante no valor devido para estágio correspondente.

O carregamento ocorreu em oito estágios, até que se alcançasse a carga de 168 tf. Deste modo, como os deslocamentos analisados já aproximavam de 10% em relação ao diâmetro da estaca, optou-se pela não continuidade do carregamento. Quando a ruptura do sistema solo - estaca não é atingida, a carga máxima do ensaio deve permanecer durante 12 h entre a estabilização do recalque e o início do descarregamento.

O descarregamento foi realizado em quatro estágios, mantendo-se cada um no mínimo durante 15 min de acordo com a NBR 12131(ABNT, 2006).

### 4.1.3 Resultados da Prova de Carga

Na figura 17 é apresentada a curva Carga vs. Deslocamento do topo da estaca, obtida da prova de carga estática realizada na estaca. O carregamento máximo aplicado na estaca foi de 168 tf (1648 kN) e o recalque máximo correspondente foi de aproximadamente 44mm.



Fonte: Próprios Autores

Também é possível constatar que houve uma tentativa de se verificar no ensaio o critério de ruptura segundo Décourt (1996), ou seja, aferir a carga correspondente a um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca, que neste caso seria 50 milímetros. No entanto, o prosseguimento do procedimento se deu até atingir recalques de 44 milímetros. Este resultado servirá como parâmetro para algumas considerações sobre o comportamento deste elemento, detalhadas posteriormente.

Diante dessas informações, serão consideradas neste trabalho como referências às comparações o resultado da carga de ruptura obtida pelo procedimento da NBR 6122 (ABNT, 2010), como também a carga obtida pelo recalque máximo do ensaio, visto que se aproximou do conceito de Décourt (1996). Os resultados desta comparação serão detalhados por tabelas e gráficos, a seguir.

#### **4.1.4 Considerações e detalhes do gráfico da PCE**

O gráfico é composto pela curva carga versus recalque da prova de carga estática e também pela curva de extrapolação de determinação da carga de ruptura, sendo o método da NBR 6122:2010 adotado neste caso.

Conforme o relatório de prova de carga, presente no anexo deste trabalho indicou, identifica-se os 8 estágios de carregamento no gráfico. Sendo estes representados por pontos marcados, e interligados entre si, formando assim a curva carga versus deslocamento (recalque). Estes pontos encontram-se nos valores de cargas iguais a 21 tf, 42 tf, 63 tf, 84 tf, 105 tf, 126 tf, 147 tf e 168 tf, respectivamente. Também encontram-se os pontos de descarregamento do ensaio, que foram de 120 tf, 60 tf, 30 tf e 0 tf, respectivamente.

Como mencionado anteriormente, não foi constatado ruptura nítida no gráfico da PCE, o que gerou a utilização de método para determinar a carga de última da estaca. O método utilizado foi o da Norma Brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010), que caracteriza a curva de extrapolação de acordo com a equação 19.

Expressando esta curva de maneira numérica, conforme o item 3.5.1, encontra-se o início desta no ponto D/30, ou seja, iniciando no ponto 16,67 mm. Os outros pontos da extrapolação foram determinados pela equação 19. Os itens que compõem essa equação neste caso, terão valores de comprimento, área da seção transversal e módulo de elasticidade iguais respectivamente, a 20 metros, 0,196 metros quadrados e 22,1 GPa. Este último, de acordo com Hibbeler (2010). As cargas consideradas serão as previstas nos 8 estágios do

carregamento. A composição numérica da curva extrapolada com os valores da carga e recalque de cada estágio é mostrada a seguir na tabela 11.

**Tabela 11 - Resultados numéricos da extrapolação pelo método da NBR 6122:2010.**

<b>Estágio</b>	<b>Carga [tf]</b>	<b>Recalque [mm]</b>
1	21	17,63
2	42	18,60
3	63	19,57
4	84	20,54
5	105	21,51
6	126	22,47
7	147	23,44
8	168	24,41
Ruptura	155	23,81

Fonte: Próprios Autores

#### **4.1.5 Comparação dos resultados previstos com os obtidos na PCE**

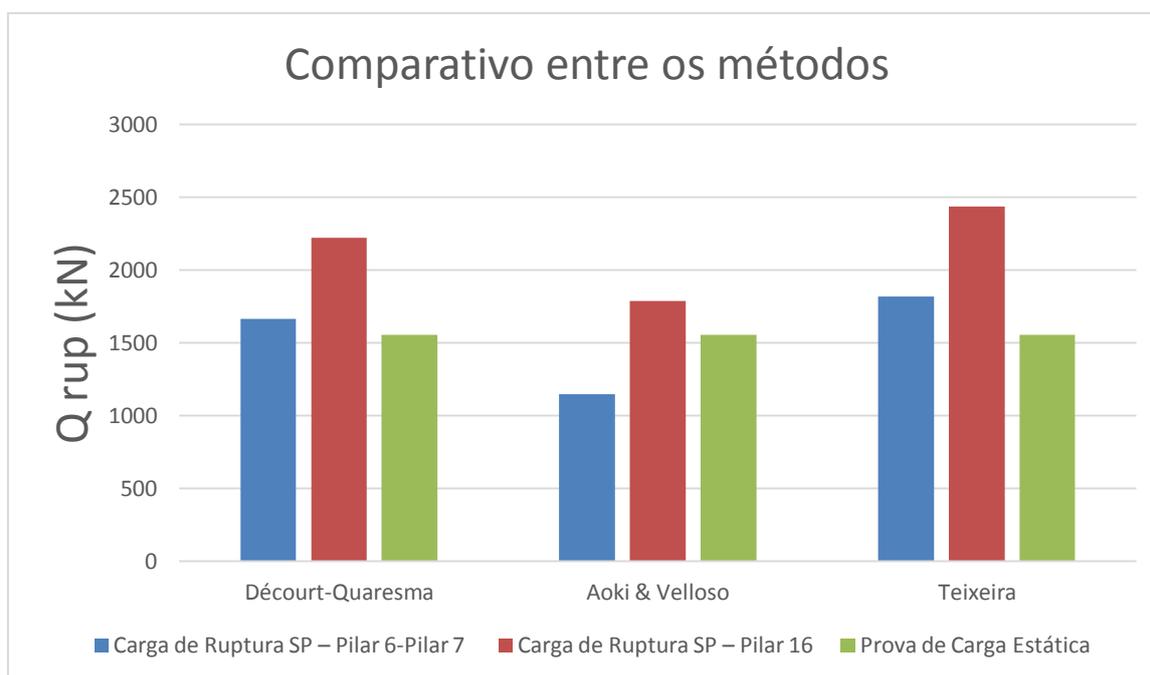
Na tabela 12 são apresentados os resultados dos cálculos para determinar a capacidade de carga de ruptura da estaca modelo, de acordo com os dados dos perfis da sondagem do local onde foi executada a prova de carga. Foram realizadas previsões de carga, de acordo com 3 métodos semi-empíricos para comparação com o resultado obtido no ensaio da prova de carga estática. Observa-se que o resultado do ensaio foi um valor de ruptura para atender à norma, considerando o critério desta carga ser maior que duas vezes a carga de trabalho. Comparando este resultado com os obtidos nos métodos de previsão, constata-se que a previsão ultrapassou a segurança, ou seja, sendo maiores que a ruptura estabelecida, exceto o método de Aoki & Velloso. A média da carga de ruptura dos métodos é de 1542,56 kN, tornando-se menor que a verificada na PCE, atendendo assim a questão da segurança. No caso sendo os valores calculados a partir da sondagem “pilar 6-pilar7”. No caso de tomar como referência os valores calculados pela sondagem “pilar 16”, nenhum dos métodos citados atendeu o critério da segurança, visto que todos os resultados foram superiores à PCE. A média desses valores é de 2148,26 kN.

**Tabela 12 - Resultados da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos com a PCE – Critério NBR 6122:2010.**

Método	Carga de Ruptura [kN] SP – Pilar 6-Pilar 7	Carga de Ruptura [kN] SP – Pilar 16	Prova de Carga Estática [kN]	Critério de Ruptura
Décourt-Quaresma	1664,60	2221,60	1555,00	NBR 6122:2010
Aoki & Velloso	1145,20	1787,40	1555,00	NBR 6122:2010
Teixeira	1817,90	2435,78	1555,00	NBR 6122:2010

Fonte: Próprios Autores

**Figura 18 - Gráfico de comparação entre os métodos semi-empíricos com a PCE.**



Fonte: Próprios Autores

A tabela 12 apresenta os resultados da carga de ruptura dos métodos semi-empíricos e também o valor da carga máxima do ensaio da PCE. Comparando estes resultados e tendo como base os valores calculados pela sondagem “Pilar 6-Pilar 7”, verifica-se que a previsão estimada pelos métodos é superior à carga considerada como última nesta situação. Neste caso, carga última será o valor de carregamento necessário para produzir um recalque de 10% do diâmetro da estaca, que segundo Décourt (1996) é considerada como ruptura. O ensaio não alcançou o carregamento necessário para resultar em um recalque para ser denominada ruptura. Ou seja, no caso da estaca ensaiada ser de 500 mm, será determinado como ruptura o carregamento que gerar um recalque de 50mm. Analisando o relatório do ensaio da PCE, verifica-se que o deslocamento máximo obtido foi de 44mm, sendo 88% do recalque de ruptura. Mas, considerou-se por motivos de comparação sendo 100%. Individualmente apenas o método de Aoki & Velloso resultou em uma capacidade de carga de ruptura menor que a

estimada no ensaio. A média dos resultados da sondagem referida acima também atende aos critérios de segurança, pois seu valor foi menor que o carregamento oriundo a causar o deslocamento de ruptura. A média da carga de ruptura dos métodos é de 1542,56 kN.

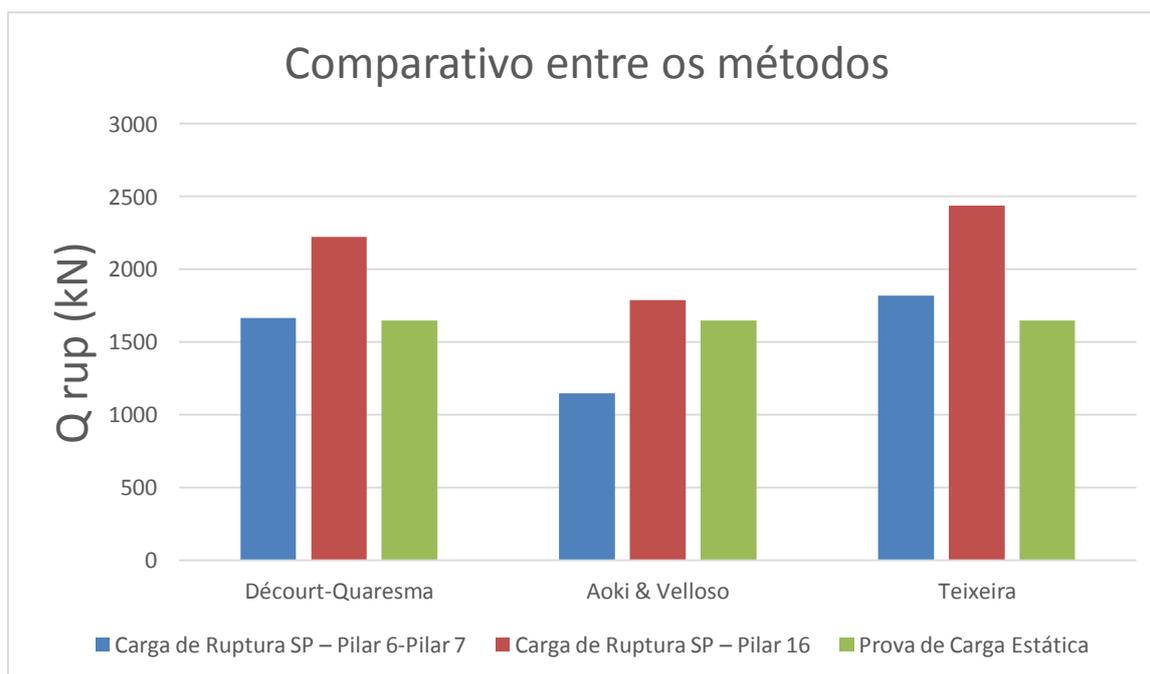
No caso de tomar como referência os valores calculados pela sondagem “pilar 16”, nenhum dos métodos citados atendeu o critério da segurança, visto que todos os resultados foram superiores à PCE. A média desses valores é de 2148,26 kN.

**Tabela 13 - Resultados da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos com a PCE – Critério Décourt (1996).**

Método	Carga de Ruptura SP – Pilar 6-Pilar 7[kN]	Carga de Ruptura SP – Pilar 16 [kN]	Prova de Carga Estática [kN]	Critério de Ruptura
Décourt-Quaresma	1664,60	2221,60	1648,00	10% diâmetro
Aoki & Velloso	1145,20	1787,40	1648,00	10% diâmetro
Teixeira	1817,90	2435,78	1648,00	10% diâmetro

Fonte: Próprios Autores

**Figura 19 - Gráfico de comparação da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos com a PCE.**



Fonte: Próprios Autores

Em termos ainda de comparação dos resultados da previsão de capacidade de carga com a prova de carga estática, relacionou-se os valores calculados com os obtidos em ensaio da PCE, verificando em termos de porcentagem as discrepâncias entre previsão e comportamento em relação aos perfis das sondagens “Pilar 6-Pilar 7” e “Pilar 16” sob os critérios de ruptura da Norma Brasileira e de Décourt (1996), segundo tabela a seguir.

**Tabela 14 - Resultados da relação entre previsão e comportamento da carga de ruptura da estaca, baseando-se na sondagem “Pilar 6-Pilar 7” - Critério NBR 6122:2010.**

<b>Método</b>	<b>Carga de Ruptura [kN] SP – Pilar 6-Pilar 7</b>	<b>Prova de Carga Estática [kN]</b>	<b>Relação entre previsão e comportamento [%]</b>	<b>Critério de Ruptura</b>
Décourt-Quaresma	1664,60	1555,00	107,05	NBR 6122:2010
Aoki & Velloso	1145,20	1555,00	73,65	NBR 6122:2010
Teixeira	1817,90	1555,00	116,91	NBR 6122:2010
Média	1542,56	1555,00	99,20	NBR 6122:2010

Fonte: Próprios Autores

**Tabela 15 - Resultados da relação entre previsão e comportamento da carga de ruptura da estaca, baseando-se na sondagem “Pilar16” – Critério NBR 6122:2010.**

<b>Método</b>	<b>Carga de Ruptura [kN] SP – Pilar 16</b>	<b>Prova de Carga Estática [kN]</b>	<b>Relação entre previsão e comportamento [%]</b>	<b>Critério de Ruptura</b>
Décourt-Quaresma	2221,60	1555,00	142,87	NBR 6122:2010
Aoki & Velloso	1787,40	1555,00	114,95	NBR 6122:2010
Teixeira	2435,78	1555,00	156,64	NBR 6122:2010
Média	2148,26	1555,00	138,17	NBR 6122:2010

Fonte: Próprios Autores

**Tabela 16 - Resultados da relação entre previsão e comportamento da carga de ruptura da estaca, baseando-se na sondagem “Pilar 6-Pilar 7” - Critério Décourt (1996).**

<b>Método</b>	<b>Carga de Ruptura[kN] SP – Pilar 6-Pilar 7</b>	<b>Prova de Carga Estática [kN]</b>	<b>Relação entre previsão e comportamento [%]</b>	<b>Critério de Ruptura</b>
Décourt-Quaresma	1664,60	1648,00	101,00	10% diâmetro
Aoki & Velloso	1145,20	1648,00	69,49	10% diâmetro
Teixeira	1817,90	1648,00	110,31	10% diâmetro
Média	1542,56	1648,00	93,60	10% diâmetro

Fonte: Próprios Autores

**Tabela 17 - Resultados da relação entre previsão e comportamento da carga de ruptura da estaca, baseando-se na sondagem “Pilar16” - Critério Décourt (1996).**

<b>Método</b>	<b>Carga de Ruptura [kN] SP – Pilar 16</b>	<b>Prova de Carga Estática [kN]</b>	<b>Relação entre previsão e comportamento [%]</b>	<b>Critério de Ruptura</b>
Décourt-Quaresma	2221,60	1648,00	134,81	10% diâmetro
Aoki & Velloso	1787,40	1648,00	108,46	10% diâmetro
Teixeira	2435,78	1648,00	147,80	10% diâmetro
Média	2148,26	1648,00	130,36	10% diâmetro

Fonte: Próprios Autores

Os valores mencionados nas tabelas 14, 15, 16 e 17 da relação entre previsão e comportamento que indicaram resultados maiores que 100%, ultrapassaram a segurança, observando de acordo com os critérios de determinação de ruptura adotados neste trabalho. Consequentemente, os resultados menores que 100%, mantiveram a margem dentro da segurança estipulada pelo ensaio e critérios adotados.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da análise dos resultados obtidos verificou-se que as previsões de capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos, geralmente utilizados na prática brasileira de projeto de fundações, não foram satisfatórias em sua totalidade, pois apresentaram resultados superiores aos obtidos pela prova de carga estática, realizada para verificar o desempenho da estaca. Apesar de que a prova de carga não alcançou a ruptura nítida, no qual, é notado graficamente.

Com isso, foi utilizado o critério de determinação da carga de ruptura, segundo a Norma Brasileira 6122 (ABNT, 2010) Observou-se que este critério exprime um resultado conservador, gerando uma ruptura significativamente abaixo da constatada no ensaio, invalidando em certa parte as previsões estimadas pelos métodos. O critério de extrapolação da curva carga versus recalque da norma, resultou em um valor de carga de ruptura igual a aproximadamente 1555,00 kN.

Outro critério de ruptura adotado neste trabalho, apenas a título de comparação foi o de Décourt (1996), que considera como sendo ruptura o carregamento que produz um recalque de 10% do diâmetro da estaca ensaiada. O ensaio da prova de carga não forneceu este resultado em suma totalidade, mas forneceu o carregamento para gerar um recalque de 88% do critério de Décourt (1996), que foi adotado como 100%, apenas para análise e também para enriquecimento em termos de comparação, visto que foi o deslocamento máximo obtido no ensaio, onde foi considerado estar em estado de ruptura plástica.

Foram executados dois furos de sondagem no local onde se realizou o ensaio, por isso foram estimadas capacidades de carga nas duas situações, devido a diferença que houve em relação à resistência de cada camada do solo. O método de Aoki & Velloso foi o que apresentou os menores valores de capacidade de carga de ruptura entre os demais. Também foi o único método, incluindo a média dos resultados calculados, que atendeu à segurança na situação do primeiro furo de sondagem, denominado “Pilar 6-Pilar 7”. Ou seja, resultou em uma carga de ruptura menor que a estabelecida pelo ensaio da prova de carga, diante dos critérios de ruptura adotados neste trabalho. No entanto, na situação do segundo furo de sondagem, denominado “Pilar 16”, resultou em uma carga de ruptura 14,95% maior que a estabelecida pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2010) e 8,46% maior que a estabelecida pelo critério de Décourt (1996).

O método de previsão de Décourt-Quaresma resultou em valores não satisfatórios de carga de ruptura, já que apresentou resultados da ordem de 1% até 42,87% maiores que os

resultados do ensaio da prova de carga, incluindo os dois critérios de ruptura e também nas duas situações de sondagem. Mostrando que no caso deste estudo, o método não atendeu à segurança.

Como no método de Décourt-Quaresma, o método de Teixeira também não alcançou resultados satisfatórios, visto que apresentou resultados que variaram de 10,31% até 56,64% maiores que os obtidos no ensaio da prova de carga, em comparação nos dois critérios de ruptura e também nas duas situações de sondagem. Indicando assim, o não atendimento do método no quesito de segurança.

Diante dos resultados apresentados e analisados, comprova-se no caso deste trabalho, em relação às situações e critérios de comparação, que dentre os métodos utilizados para previsão de capacidade de carga de ruptura, somente o método estatístico de Aoki & Velloso apresentou resultados abaixo dos fornecidos pelo ensaio de prova de carga estática, mas somente na situação de um solo caracterizado como o do perfil da sondagem “Pilar 6-Pilar 7”, sendo considerado o melhor em relação à segurança.

No entanto, procurou-se obter resultados mais próximos da carga de ruptura oriunda do ensaio da prova de carga, pois o método de Aoki & Velloso forneceu valores relativamente baixos, sendo 26,35% a 30,51% menores que o ensaio. A partir disso, foi realizada a média dos valores resultantes de cada método em cada situação e critério, alcançando assim a melhor escolha em relação a custo e segurança. Já que a média das capacidades de carga de ruptura dos métodos aproximou-se significativamente aos valores do ensaio. Tornando o intervalo de diferença de resultados entre 0,8% a 6,4%, na situação de um solo com a caracterização e resistências encontradas na sondagem “Pilar 6-Pilar7”.

Vale ressaltar ainda que os resultados encontrados neste trabalho não são suficientes para determinar e confirmar a eficácia de cada método de previsão de capacidade de carga em outras situações, pois o banco de dados foi composto por apenas uma prova de carga. Porém, serviram para uma primeira avaliação. Portanto para uma confirmação e conclusão correta sobre a validade dos métodos de previsão de capacidade de carga, devem ser realizadas novas pesquisas, com banco de dados de maior número de provas de carga e também adoção de outros métodos de previsão.

## REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. 3ª ed. São Paulo. Ed. Edgard Blucher Ltda, 2003.

ANTUNES W. R.; CABRAL, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA - SEFE III, 3º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. V.2, p.105-110.

ANTUNES, W.R.; TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W.; et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª ed. São Paulo: Ed. PINI, 1998. Cap. 9, p. 345-348.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

\_\_\_\_\_. **NBR 12131**: estacas – prova de carga estática: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

BASTOS, P. S. S.. **Sapatas de Fundação**. 2012. 118 f. Notas de aula (Estruturas de Concreto III) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2012. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>>. Acesso em 18/03/2015.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1ª ed. São Paulo. Oficina de textos, 2010.

COSTA, T. F. . **Sondagem tipo SPT**. 2013. Notas de aula (Construção civil I) – Faculdade de Engenharia, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiás, 2013. Disponível em: <<http://slideplayer.com.br/slide/1612721/>>. Acesso em 20/10/2015.

DÉCOURT, L.. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 8.1, p. 265-301.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. SEFE III, Vol. 1. São Paulo, 1996.

FÉLIX, Robson de Oliveira. **Estudo do Tipo de Fundação Profunda em edificação de médio porte**. TCC, Curso de Engenharia Civil, Unievangélica, Anápolis, GO, 85p. 2014.

GEOFIX. **Provas de carga estáticas**, Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/site2010/servicos/provas-de-carga-esticas/introducao.html>>. Acesso em 27/09/2015.

GEOSTRUCTURES. **Micropiles**, Disponível em:  
<[http://www.geostructures.com/foundation\\_support/micropiles.html](http://www.geostructures.com/foundation_support/micropiles.html)>. Acesso em  
02/10/2015.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos materiais**. 7ª ed. São Paulo. Pearson Prentice Hall, 2010.

MILITO, José Antonio de. **Técnicas de Construção Civil**. 2009. 352 f. Notas de aula (acompanhamento das disciplinas de Técnicas das Construções Cíveis) – Faculdade de Engenharia, FACENS, Sorocaba, 2009. Disponível em:  
<<http://pt.scribd.com/doc/166254951/TECNICAS-DE-CONSTRUCAO-CIVIL-PROF-JOSE-ANTONIO-MILITO>>. Acesso em 14/04/2015.

NÁPOLES NETO, A. D. F. (1998). Uma breve história das fundações. In: HACHICH, W.; et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª ed. São Paulo: Ed. PINI. Cap. 1, p. 17-33.

PENNA, A. S. D.; CAPUTO, A. N.; PALERMO, G.; GOTLIEB, M.; PARAÍSO, S. C.; ALONSO, U. R. **A estaca hélice contínua – a experiência atual**. 1ª ed. São Paulo. Ed. ABMS/ABEF/IE, 1999.

**PÉREZ, N. B. M.** Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP - Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, 2014, 171p.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. Investigações Geotécnicas. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 3, p. 119-162.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S.; Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7, p. 227-264.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto - investigação do subsolo - fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo. Oficina de textos, 2010.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações, volume 1: critérios de projeto - investigação do subsolo - fundações superficiais**. 2ª ed. São Paulo. Oficina de textos, 2011.

VELLOSO, D.A. LOPES, F.R. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002, 472 p.

## ANEXO I

Figura 20 - Perfil da Sondagem "PILAR 6 - PILAR 7".

## SONDAGEM DE RECONHECIMENTO - SPT

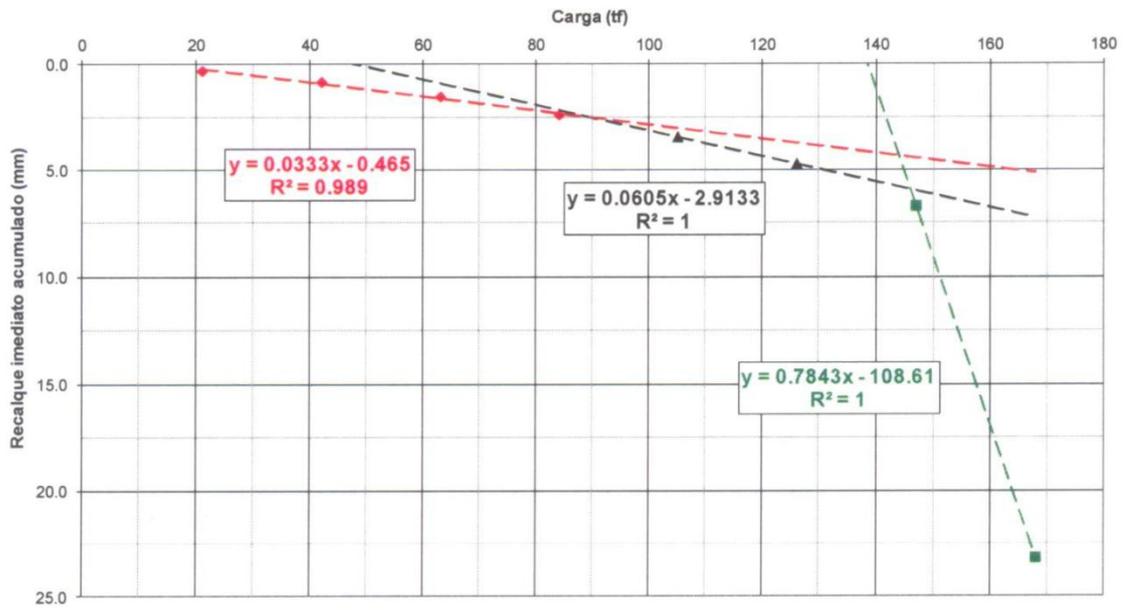
Cliente:		PILAR 6- PILAR 7										
Obra:												
Local:												
Rel. n°:	Data:					Cota do furo:						
PERFIL GEOTÉCNICO												
Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		NÍVEL D'ÁGUA:	3.40 m	Tipo de Solo	Consistência / Compacidade				
			1ª + 2ª penetrações	2ª + 3ª penetrações	INÍCIO LAVAGEM:	3.45 m						
			N° DE GOLPES		COMP. REVESTIMENTO:	3.00 m						
			GRÁFICO		DATA DA SONDAÇÃO:							
			1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30	40	50			
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL												
	00	-1.00								Argila silto arenosa, vermelha com veios cinzas.	--	
	01	-2.00	3	2						Argila silto arenosa, vermelha com veios brancos.	1	Muito Mole
	02	-3.00	5	5						Argila silto arenosa, vermelha com veios brancos.	1	Mole
	03	-4.00	4	5						Argila silto arenosa, vermelha com veios brancos.	1	Mole
	04	-5.00	10	10						Silte arenoso, vermelho com veios brancos.	3	Medianamente Compacto(a)
	05	-6.00	7	9						Silte arenoso, vermelho.	3	Medianamente Compacto(a)
	06	-7.00	9	13						Silte arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	07	-8.00	9	11						Silte arenoso, pouco argiloso, com fragmentos de arenito, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	08	-9.00	8	11						Silte arenoso, pouco argiloso, com fragmentos de arenito, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	09	-10.00	9	15						Silte arenoso, pouco argiloso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	10	-11.00	7	9						Silte arenoso, pouco argiloso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	11	-12.00	9	12						Silte argiloso, variegado.	2	Rija(o)
	12	-13.00	8	11						Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	13	-14.00	10	18						Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	14	-15.00	8	11						Silte arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	15	-16.00	7	11						Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	16	-17.00	10	19						Silte argiloso, variegado.	2	Rija(o)
	17	-18.00	9	16						Silte argiloso, micáceo, variegado.	2	Rija(o)
	18	-19.00	10	16						Silte arenoso, pouco argiloso, amarelo.	3	Medianamente Compacto(a)
	19	-20.00	8	12						Silte arenoso, pouco argiloso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	20	-21.00	13	20						Silte arenoso, pouco argiloso, micáceo, variegado.	3	Compacto(a)

Figura 21 - Perfil da Sondagem "PILAR 16".

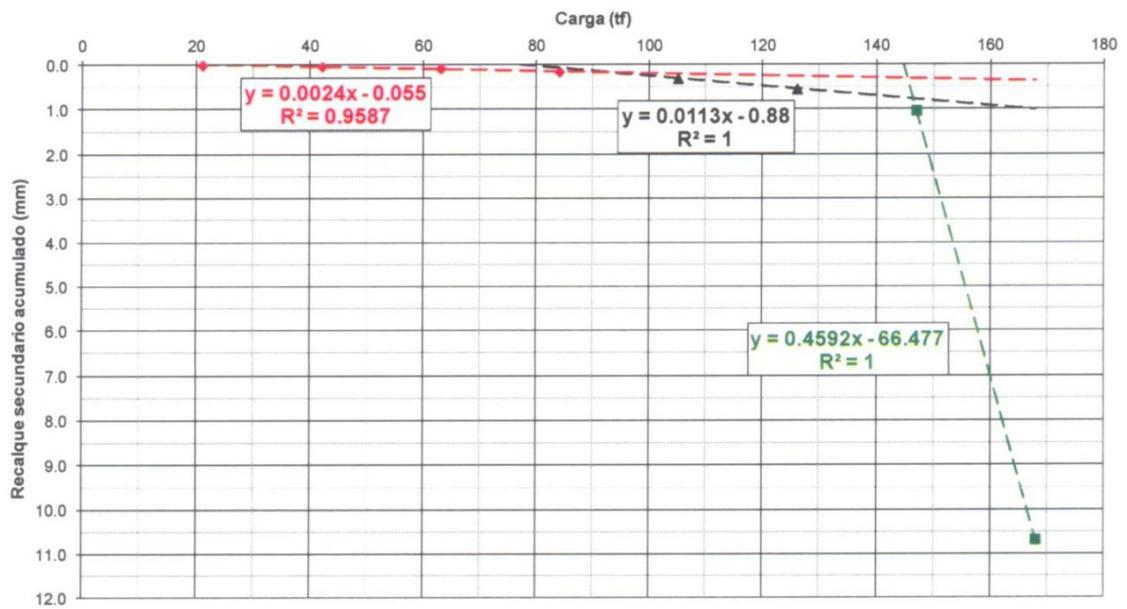
## SONDAGEM DE RECONHECIMENTO - SPT

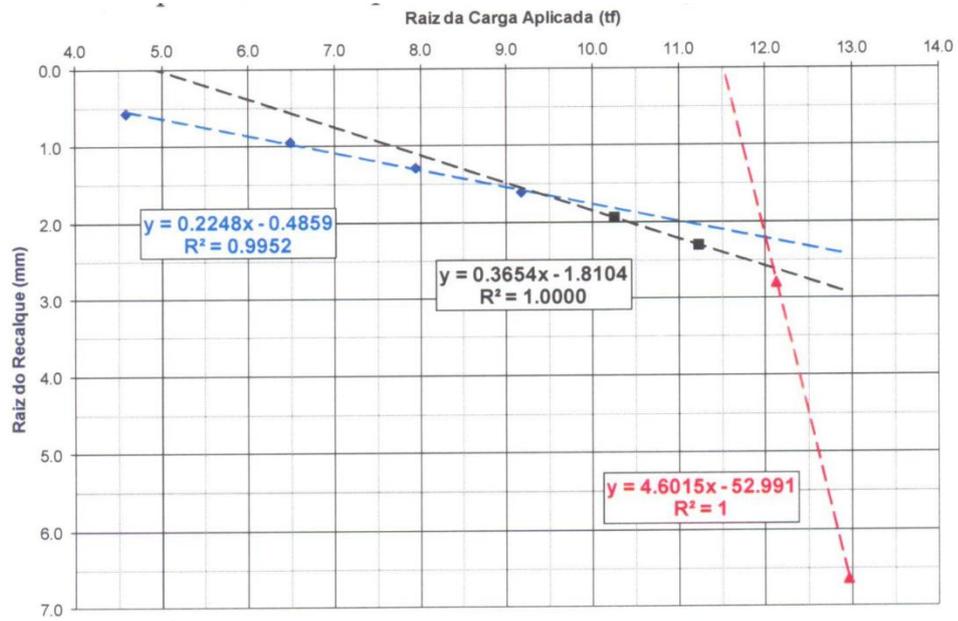
Cliente:		<b>Pilar 16</b>									
Obra:											
Local:											
Rel. nº:	Data:					Cota do furo:					
PERFIL GEOTÉCNICO											
Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		NÍVEL D'ÁGUA:	4,50 m	Tipo de Solo	Consistência / Compacidade			
			1ª + 2ª penetrações	2ª + 3ª penetrações	INÍCIO LAVAGEM:	3,45 m					
			GRÁFICO		COMP. REVESTIMENTO:	3,00 m					
			Nº DE GOLPES		DATA DA SONDAÇÃO:						
			1ª+2ª	2ª+3ª	LIMITE DA SONDAÇÃO:	22,45 m					
			10	20	30	40	50				
						CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
	00	-1.00							Argila arenosa, vermelha.	---	
	01	-2.00	2	2					Argila arenosa, com pedregulhos, vermelha.	1	Muito Mole
	02	-3.00	5	6					Silte arenoso, vermelho.	3	Pouco Compacto(a)
	03	-4.00	10	14					Silte arenoso, micáceo, vermelho.	3	Medianamente Compacto(a)
	04	-5.00	9	9					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	05	-6.00	7	8					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Pouco Compacto(a)
	06	-7.00	6	11					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	07	-8.00	8	11					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	08	-9.00	10	14					Silte arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	09	-10.00	9	13					Silte arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	10	-11.00	7	14					Silte arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	11	-12.00	12	14					Silte arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	12	-13.00	9	16					Silte arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	13	-14.00	15	19					Silte arenoso, variegado.	3	Compacto(a)
	14	-15.00	18	22					Silte arenoso, variegado.	3	Compacto(a)
	15	-16.00	19	25					Silte arenoso, variegado.	3	Compacto(a)
	16	-17.00	14	19					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Compacto(a)
	17	-18.00	10	16					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	18	-19.00	20	30					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Compacto(a)
	19	-20.00	14	18					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	20	-21.00	27	41					Silte arenoso, micáceo, variegado.	3	Compacto(a)

**Figura 22 - Carga x Recalque inmediato acumulado - Estaca EE.**



**Figura 23 - Carga x Recalque secundario acumulado - Estaca EE.**



**Figura 24 - Raiz quadrada da Carga x Raiz quadrada do recalque - Estaca PC1.**

**ANEXO II – CD-ROM**