

## ENSAIOS DINÂMICOS NA ESTIMATIVA DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Éverton dos Santos Duarte<sup>1</sup>  
Alexandre Knop<sup>2</sup>

### RESUMO

Resumo: O presente Trabalho de Conclusão de Curso tem como tema o estudo comparativo entre os métodos de Capacidade de Cargas Décourt e Quaresma (1978), Aoki-Velloso (1975) e Teixeira (1996) com os resultados dos ensaios das provas dinâmicas realizados *in loco* no Bairro Marechal Rondon, na cidade de Canoas/RS.

Palavras-chaves: Métodos de Capacidade de Carga, Ensaio Dinâmico, Fundação e Sondagem.

### ABSTRACT

Abstract: This Course Conclusion Work has as its theme the comparative study between the Load Capacity methods Décourt and Quaresma (1978), Aoki-Velloso (1975) and Teixeira (1996) with the results of the tests of the dynamic tests carried out in located in the Marechal Rondon neighborhood, in the city of Canoas/RS.

Keywords: Carrying Capacity Methods, Dynamic Testing, Foundation and Probing.

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Problema de Pesquisa

A análise e estudo do terreno onde será apoiada a estrutura é fundamental para qualquer obra de engenharia. Ensaio de Campo e de laboratório são necessários para fundamentar essa definição.

No Rio Grande do Sul os métodos semi-empíricos (principalmente SPT) são os predominantes nas obras civis. Ensaio de Laboratório são pouco utilizados, em sua maioria aparecem em Obras de Arte como pontes, rodovias, viadutos, entre outros.

Com essa predominância dos métodos semi-empíricos os métodos de capacidade de carga são imprescindíveis para determinação de valores a serem adotados no dimensionamento estrutural da fundação.

---

<sup>1</sup> Acadêmico do Curso de Engenharia Civil, Universidade La Salle,  
everton.duarte0202@unilasalle.edu.br

<sup>2</sup> Prof. Dr. Alexandre Knop, Universidade La Salle, alexandre.knop@unilasalle.edu.br

Os vários métodos apresentam diferentes resultados, diante disso o presente trabalho se propõe a identificar as relações entre os resultados dos métodos de capacidade de carga com os resultados dos ensaios de carga.

## **1.2 Questão de Pesquisa**

As estimativas baseadas nos métodos empíricos para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas apresentam valores similares em comparação aos ensaios realizados de prova de carga realizados em campo?

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo Geral**

Analisar e aplicar diferentes métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações profundas visando comparar as estimativas com resultados de provas de carga dinâmicas de campo.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Aplicar, baseado nos dados do boletim de sondagem, três métodos de capacidade de carga utilizados no Brasil;
- Comparar criticamente os resultados das estimativas de capacidade de carga com versus os resultados de provas de carga dinâmicas

## **1.4 Justificativa**

Durante o curso de graduação de engenharia civil é apresentado a parte teórica para análise dimensional da estrutura de fundação. Este trabalho busca analisar o que foi aprendido na Academia com resultados práticos de campo em uma obra onde o acadêmico obteve experiência profissional.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Conceitos Iniciais**

Reconhecendo que a engenharia de fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza, os critérios e procedimentos constantes na ABNT NBR 6122/2019 procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data da sua publicação.

As fundações são elementos estruturais que tem como função transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia, configurando-se como um elemento de transição entre a estrutura e o solo. Devem ser projetadas e executadas com o intuito de garantir as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade sob a ação das cargas em serviço.

A ABNT NBR 6122/2019 distingue fundação superficial de fundação profunda pela forma de transmissão de carga ao solo e pela profundidade de assentamento da base do elemento. Para ser considerada fundação profunda deverá estar assente

em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 metros ABNT NBR 6122/2019.

Estacas são elementos de fundações profundas, que podem ser executados por ferramentas ou equipamentos através do processo de cravação, escavação ou mista. Podem ser de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou misto (Velloso e Lopes, 2015).

A figura 2 apresenta uma classificação das estacas de acordo com o tipo de deslocamento do solo.

Velloso e Lopes (2010) dividem as fundações profundas em estacas, tubulões e caixões e afirmam que as estacas se distinguem dos outros tipos de fundações profundas por serem executadas exclusivamente por equipamentos ou ferramentas, sem a descida de operários em seu interior. “Estaca-elemento de fundação profunda executado com o auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução que pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou escavação” (Velloso e Lopes, 1998, p.213).

Figura 2: categorização das fundações profundas

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Madeira
	Pré-moldada de concreto
	Grande Tubos de aço de ponta fechada
	Tipo Franki
	Micro estacas injetadas
	Perfis de aço
Sem deslocamento	Pequeno Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação)
	Estacas hélice especiais (estacas hélice de deslocamento)
	Escavadas com revestimento metálico perdido que avança a frente da escavação
De substituição	Estaca Raiz
	Escavadas sem revestimento ou com o uso de lama
	Tipo Strauss
	Estacas hélice contínua em geral

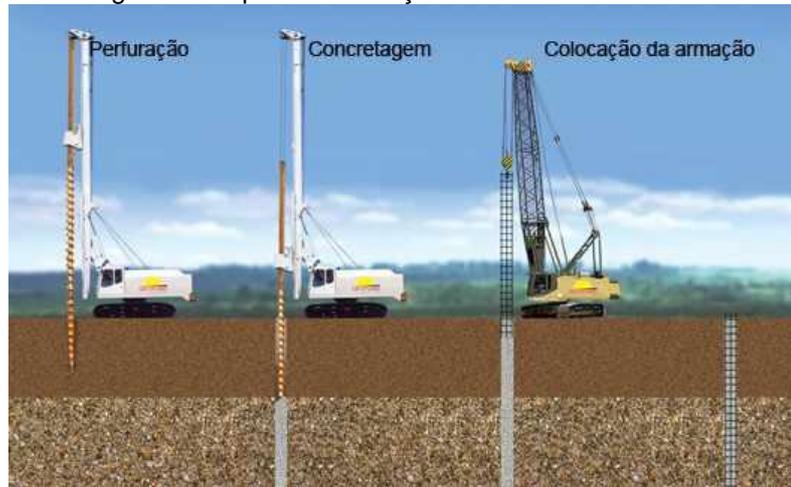
Fonte: Velloso e Lopes (2011)

## 2.2 Estaca Hélice Contínua Monitorada

As estacas do tipo hélice contínua monitorada é construída em concreto e moldada *in loco*, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca ABNT NBR 6122/2019. Esse sistema pode ser utilizado na grande maioria de solos (argilas e areias), sendo uma das principais fundações utilizadas atualmente.

Segundo Neto e Kochen (2003) apud Nuernberg (2014), este tipo de estaca foi introduzido no Brasil em 1987 com a utilização de equipamentos adaptados. O grande avanço dessa técnica de fundação no Brasil veio a ocorrer em 1993, devido a importação de equipamentos vindos da Europa, principalmente da Itália.

Figura 3: Etapas de execução - Hélice Contínua Monitorada



Fonte: Site Fundações Estacas Hélice, 2013.

## 2.3 Capacidade de Carga

Trata-se do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos Cintra, Aoki, (2011). É determinado a partir da consideração da carga de ruptura, considerando fatores de segurança previstos na ABNT NBR 6122/2019.

### 2.3.1 Tensão Admissível

Conforme a ABNT NBR 6122/2019, deve-se dividir o terreno em regiões que apresentem pequena variabilidade de suas características geotécnicas, estabelecendo um valor médio entre a capacidade de carga de cada região.

A tensão admissível é determinada pela Equação 1.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{f_s} \quad \text{Equação 1}$$

$\sigma_a$  = Tensão admissível

$\sigma_r$  = Tensão Média das capacidades de carga

$f_s$  = Fator de Segurança global

### 2.3.2 Métodos de Capacidade de Carga – Aoki Velloso

Dentre os métodos semi-empíricos desenvolvidos no Brasil, Aoki-Velloso (1975) apresentam estudos que são amplamente adotados em escritórios de projetos de fundações, basicamente derivado de um estudo comparativo entre resultados apresentados por provas de cargas em estacas e de SPT. Segundo Aoki-Velloso (1975), para determinação da capacidade de carga pode ser estimada pela Equação da figura 2.

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum (\alpha \cdot K \cdot N_l \cdot \Delta l) \quad \text{Equação 2}$$

R – Capacidade de carga da estaca

K – Coeficiente dependente do tipo do solo

$N_p$  – valor do NSPT na cota de apoio da estaca  
 $F_1$  e  $F_2$  – Fatores de Correção (conforme tabela x)  
 $A_p$  – área transversal da estaca  
 $U$  – Perímetro da estaca  
 $\alpha$  – Coeficiente dependente do tipo do solo  
 $NI$  – valor médio referente ao NSPT da camada analisada  
 $\Delta l$  – altura da camada analisada

Aoki e Velloso (1975) obtiveram estes parâmetros a partir de retro análise de resultados de provas de carga em estacas. Nas tabelas 1 e 2 podemos verificar os valores de  $\alpha$ ,  $K$ ,  $F_1$  e  $F_2$ .

Tabela 1: Valores de  $\alpha$  e  $K$

Tipo de Solo	$\kappa$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)
Areia	10	1,4
Areia Siltosa	8	2
Areia Silto-argilosa	7	2,4
Areia Argilosa	6	3
Areia Argilo-siltosa	5	2,8
Silte	4	3
Silte Arenoso	5,5	2,2
Silte Areno-argiloso	4,5	2,8
Silte Argiloso	2,3	3,4
Silte Argilo-arenoso	2,5	3
Argila	2	6
Argila Arenosa	3,5	2,4
Argila Areno-siltosa	3	2,8
Argila Siltosa	2,2	4
Argila Silto-arenosa	3,3	3

Fonte: Aoki-Velloso (1975)

Tabela 2: valores de  $F_1$  e  $F_2$

Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1+D/0,8	2.D
Escavada	3,5	7
Hélice Contínua	2	4
Raiz	2	4

Fonte: Aoki-Velloso (1975)

Monteiro (1997) após análise de dados atualizou os valores conforme tabelas 3 e 4:

Tabela 3: Valores de  $\alpha$  e  $K$

Tipo de Solo	$\kappa$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)
Areia	7,3	2,1
Areia Siltosa	6,8	2,3
Areia Silto-argilosa	6,3	2,4
Areia Argilosa	5,4	2,8
Areia Argilo-siltosa	5,7	2,9
Silte	4,8	3,2

<b>Silte Arenoso</b>	5	3
<b>Silte Areno-argiloso</b>	4,5	3,2
<b>Silte Argiloso</b>	3,2	3,6
<b>Silte Argilo-arenoso</b>	4	3,3
<b>Argila</b>	2,5	5,5
<b>Argila Arenosa</b>	4,4	3,2
<b>Argila Areno-siltosa</b>	3	3,8
<b>Argila Siltosa</b>	2,6	4,5
<b>Argila Silto-arenosa</b>	3,3	4,1

Fonte: Monteiro (1997)

Tabela 4: valores de F1 e F2

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
<b>Metálica</b>	1,75	3
<b>Pré-moldada (por percussão)</b>	2,5	3,5
<b>Pré-moldada (por prensagem)</b>	1,2	2,3
<b>Escavada</b>	3,5	4,5
<b>Hélice Contínua</b>	3	3,8
<b>Raiz</b>	2,2	2,4

Fonte: Monteiro (1997)

### 2.3.3 Métodos de Capacidade de Carga - Décourt-Quaresma

O método de Décourt-Quaresma (1978) foi proposto correlacionando resultados de sondagem SPT, posteriormente adaptado por Décourt (1996) e sofreu ajustes quanto a parcela de atrito lateral, conforme podemos verificar na Equação 3.

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad \text{Equação 3}$$

Sendo:

R - Capacidade de carga da estaca

$\alpha$  e  $\beta$  – Coeficiente de minoração e majoração das resistências de ponta e fuste

C - Coeficiente relacionado ao tipo de solo na ponta da estaca

$N_p$  – NSPT médio do bulbo de tensões da ponta da estaca

$N_L$  – NSPT médio ao longo do fuste

U – Perímetro da estaca

L – Comprimento da estaca

Na tabela 5 podemos verificar os valores de  $\alpha$ .

Tabela 5: valores  $\alpha$

<b>Tipo de solo</b>	<b>Tipos de estaca</b>				
	Escavada em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
<b>Argilas</b>	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
<b>Solos Intermediários</b>	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
<b>Areias</b>	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Décourt (1996)

Na tabela 6 estão os coeficientes característicos do solo.

Tabela 6: valores C

<b>Tipo de solo</b>	<b>C (KPa)</b>
<b>Argila</b>	120
<b>Silte Argiloso</b>	200
<b>Silte Arenoso</b>	250
<b>Areia</b>	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Na tabela 7 estão os Valores atribuídos ao coeficiente  $\beta$ .

Tabela 7: valores  $\beta$

<b>Tipo de solo</b>	<b>Tipos de estaca</b>				
	Escavada em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
<b>Argilas</b>	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
<b>Solos Intermediários</b>	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
<b>Areias</b>	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt (1996)

### 2.3.3 Métodos de Capacidade de Carga - Método de Teixeira

Com base na utilização prática e contínua de diversos métodos Teixeira (1996) propõe uma equação unificada para a capacidade de carga, em função dos parâmetros de  $\alpha$  e  $\beta$ , conforme podemos analisar na Equação 4.

$$R = R_p + R_l = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_l \cdot U \cdot L \quad \text{Equação 4}$$

Sendo:

R - Capacidade de carga da estaca

R<sub>p</sub> – Resistência de Ponta

R<sub>l</sub> – Resistência Lateral

N<sub>p</sub> – valor médio do SPT medido no intervalo entre 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo

N<sub>l</sub> – Valor médio do SPT ao longo do fuste da Estaca

U – Perímetro da estaca

L – Comprimento da camada calculada

$\alpha$  – Parâmetro dependente do tipo de solo

$\beta$  - Parâmetro dependente do tipo de estaca

Obs. O Autor adverte que o método não é indicado para o caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argilas moles sensíveis com NSPT < 3.

A Tabela 8 apresenta os valores de  $\alpha$  para cada tipo de solo.

Tabela 8: valores  $\alpha$

Tipo de solo (4<NSPT<40)	Tipos de estaca – $\alpha$ (KPa)				
	Pré-moldada e Perfil Metálico	Franki	Escavada a Céu Aberto	Raiz	Hélice Contínua
Argila Siltosa	110	100	100	100	100
Silte Argiloso	160	120	110	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140	130
Silte arenoso	260	210	160	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190	200
Areia siltosa	360	300	240	220	240
Areia	400	340	270	260	270
Areia com pedregulhos	440	380	310	290	310

Fonte: Teixeira (1996)

A tabela 9 estão os Valores atribuídos ao coeficiente  $\beta$ .

Tabela 9: valores  $\beta$

Tipo de Estaca	B (KPa)
Pré-moldada e Perfil Metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6
Hélice Contínua	4

Fonte: Teixeira (1996)

## 2.4 Carga Estrutural Admissível à Compressão

A Carga admissível Estrutural à Compressão das Estacas Hélice Contínua é obtida analogamente à carga de um pilar com seção nula de aço, ou seja:

$$P_k = \frac{0,85 \cdot A_c \cdot F_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$A_c$  – Área da seção transversal da estaca

$F_{ck}$  – Resistência característica máxima do concreto

$\gamma_f$  – Coeficiente de majoração das cargas

$\gamma_c$  – Coeficiente de minoração da resistência do concreto

Com base na equação acima elaborou-se a tabela 10 que fornece as cargas máximas à compressão das estacas hélice contínua.

Tabela 10: Carga Estrutural Admissível à Compressão

Diâmetro (cm)	Carga Admissível Estrutural (kn)
30	45
40	80
50	130
60	190
70	255

<b>80</b>	335
<b>90</b>	425
<b>100</b>	525

Fonte: o autor (2021)

## 2.5 Investigação do Subsolo

Para uma boa concepção de um projeto de fundações é essencial que se saiba as características do solo no terreno onde a estrutura será construída, e dependendo da qualidade do solo das primeiras camadas e da magnitude da estrutura, se faz necessário conhecer as características de camadas ainda mais profundas.

Segundo Barros (2011), “fundações projetadas adequadamente correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso”.

### 2.5.1 Ensaio SPT (*Standard Penetration Test*)

Abreviatura do índice de resistência à penetração do SPT, cuja determinação se dá pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado.

Utilizada em obras de pequeno, médio e grande porte. Ela alia um baixo custo de execução, equipamentos fáceis de serem transportados e dados que auxiliam para poder se executar um bom projeto de fundação.

A NBR ABNT 6484/2020 é a norma que prescreve o método de ensaio SPT. A norma lista as finalidades deste método como sendo:

- A determinação dos tipos de solo em respectivas profundidades de ocorrência;
- A posição do nível d'água;
- Os índices de resistência à penetração a cada metro.

## 2.6 Prova de Carga Estática (PCE)

A finalidade da execução de provas de carga é a verificação do desempenho do elemento de fundação por meio da aplicação de carga e análise de recalques, consistindo em aplicar esforços crescentes e registrar os deslocamentos correspondentes ABNT NBR 6122/2019. Com o desenvolvimento da construção, tornou-se usual a determinação da capacidade de carga das estacas fazendo uso desse ensaio de campo para comprovação de resultados. Elas também definem a carga de serviço nos casos em que não se consegue realizar uma previsão do comportamento. Como há formas de prever a carga de um determinado tipo de estaca num determinado terreno, esses ensaios são executados principalmente para verificação de comportamento previsto em projeto (VELLOSO e LOPES, 2010).

A execução da prova de carga estática em estacas é normatizada pela ABNT NBR 16903/2020 - Solo – Prova de carga estática em Fundação Profunda, e a sua obrigatoriedade é descrita na norma ABNT NBR 6122/2019 – Projeto e execução de fundações – item 9.2.2 Fundações em estacas.

### **3 METODOLOGIA**

#### **3.1 Tipo de Pesquisa**

Com base em uma pesquisa quantitativa, neste estudo foi empregada uma metodologia analítica com a finalidade de comparar as estimativas com resultados de provas de carga dinâmicas de campo, comparando os resultados teóricos com os práticos em forma de estudo de caso.

#### **3.2 Métodos de Dimensionamento de Fundações Profundas**

Para este trabalho, foram utilizados os seguintes métodos de estimativa da capacidade de fundações profundas:

- Aoki Velloso
- Décourt e Quaresma
- Teixeira

#### **3.3 Obra do Estudo de Caso**

Obra realizada no Município de Canoas/RS, bairro Marechal Rondon, com fundações executadas no ano de 2015. Os dados técnicos da obra são apresentados a seguir:

- Relatório de SPT com data de 08/05/2014
- Prova de carga estática com relatório de 24/08/2015

Dados da estaca ensaiada e analisada neste trabalho:

- Estaca Ensaída n°: P200D;
- Tipo: Hélice Contínua 400mm;
- Dimensões executada: 14,81m;
- Armadura da estaca: 6  $\phi$  20mm, estribo helicoidal de  $\phi$  8 cada 20cm;
- Data de execução da estaca: 18 de agosto de 2015.

Os relatórios de sondagem de SPT do local são apresentados no Anexo 1 e Anexo 2, onde observa-se na primeira camada uma argila silto-arenosa até os 5,50m, apresentando uma consistência variando entre mole e rija, com grande predominância de resistência média. Após essa camada o material altera para um silte arenoso, de granulação fina, de compactidade crescente de medianamente compacta a muito compacta.

A sondagem foi finalizada aos 22,50m. Observa-se um perfil com resistência crescente de golpes, finalizando nos últimos 6m com NSPT superior a 40.

A perfuração apresentou um nível d'água inicial seco até os 2,50m (profundidade onde iniciou o processo de lavagem), porém após 24 horas verificou-se água nos 3,50m.

Foi solicitado pelo contratante o ensaio PCE para carga de projeto de 49tf. Os resultados dos ensaios de prova de carga realizados na estaca de estudo são apresentados na íntegra no Anexo 3 deste trabalho, sendo o comportamento carga versus deformação apresentado no Anexo 6. Em resumo, a PCE apresentou os seguintes resultados:

- Carga de projeto (compressão): 49,00 tf
- Carga máxima no ensaio: 98,00 tf
- Deslocamento máximo: 3,49mm
- Deslocamento residual: 1,76mm

## 4 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos dimensionamentos realizados pelos 3 métodos adotados neste trabalho, seguido de uma comparação com os resultados dos ensaios de prova de carga estática descritos no Capítulo 3 e apresentados na íntegra no Anexo 6.

### 4.1. Dimensionamento Segundo o Método de Aoki-Velloso

Foi realizado o dimensionamento da estaca de acordo com o método de Aoki-Velloso, sendo os resultados apresentados na Tabela 11, com carga admissível versus profundidade apresentado na Figura 4, onde observa-se o gradual da carga admissível a partir dos 14 metros, acompanhando o aumento da resistência do solo.

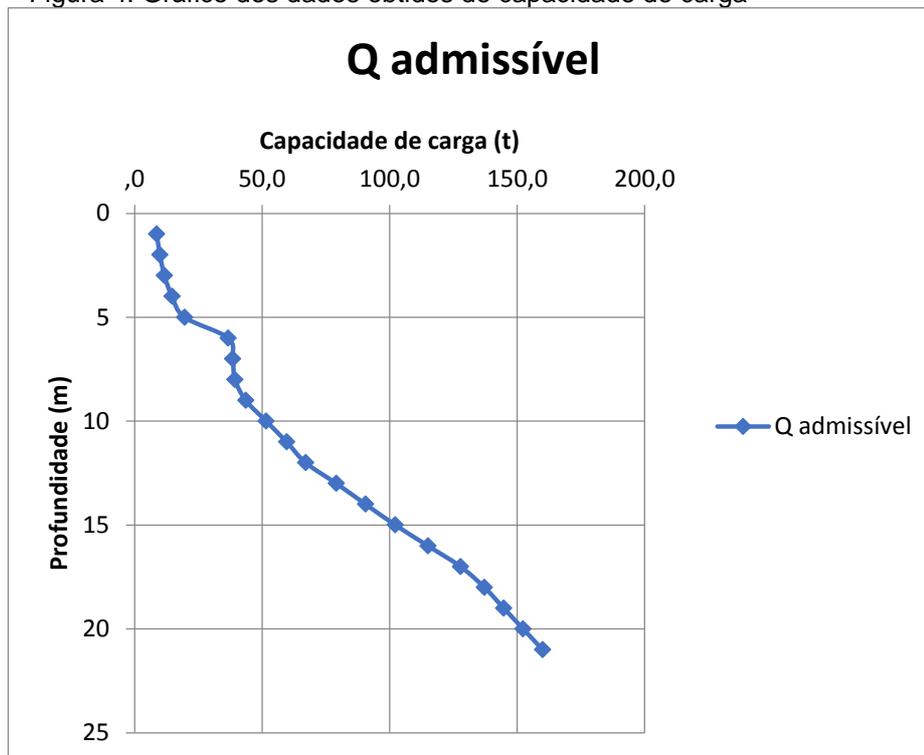
- Diâmetro da Estaca: 40cm
- $\alpha$ , K, F1 e F2: Conforme Aoki Velloso (1975)
- Profundidade: 14m
- Fator de Segurança: 2

Tabela 11 Cálculo de Capacidade de carga

Prof (m)	SPT	Tipo de solo	Dados				Cargas (tf)					
			F1	F2	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)	Q ponta	Q lateral	$\Sigma$ Q lateral	Q última	Q admissível	
1	6	Argila silto-arenosa	2	4	3,3	3	15,55	1,87	1,87	17,42	8,71	
2	9	Argila silto-arenosa	2	4	3,3	3	15,21	2,80	4,67	19,87	9,94	
3	7	Argila silto-arenosa	2	4	3,3	3	16,59	2,18	6,84	23,43	11,71	
4	8	Argila silto-arenosa	2	4	3,3	3	20,04	2,49	9,33	29,37	14,69	
5	14	Argila silto-arenosa	2	4	3,3	3	25,57	4,35	13,68	39,26	19,63	
6	15	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	54,14	5,70	19,39	73,53	36,76	
7	18	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	50,68	6,84	26,23	76,91	38,46	
8	11	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	48,38	4,18	30,41	78,79	39,40	
9	13	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	51,84	4,94	35,35	87,19	43,59	
10	21	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	59,90	7,98	43,34	103,23	51,62	
11	18	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	69,12	6,84	50,18	119,29	59,65	
12	21	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	76,03	7,98	58,16	134,19	67,09	
13	27	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	89,85	10,26	68,42	158,27	79,14	
<b>14</b>	<b>30</b>	<b>Silte arenoso</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>5,5</b>	<b>2,2</b>	<b>101,37</b>	<b>11,40</b>	<b>79,83</b>	<b>181,20</b>	<b>90,60</b>	
15	31	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	112,89	11,78	91,61	204,50	102,25	
16	37	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	124,41	14,06	105,68	230,08	115,04	
17	40	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	134,77	15,21	120,88	255,66	127,83	
18	40	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	138,23	15,21	136,09	274,32	137,16	
19	40	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	138,23	15,21	151,29	289,52	144,76	
20	40	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	138,23	15,21	166,50	304,73	152,36	
21	40	Silte arenoso	2	4	5,5	2,2	138,23	15,21	181,70	319,93	159,97	

Fonte: Autor (2021)

Figura 4: Gráfico dos dados obtidos de capacidade de carga



Fonte: Autor (2021)

## 4.2 Dimensionamento Segundo o Método de Décourt-Quaresma

Foi realizado o dimensionamento da estaca de acordo com o método de Décourt-Quaresma, utilizando os seguintes dados:

- Diâmetro da Estaca: 40cm
- Coeficiente  $\alpha$  : 0,3
- Coeficiente  $\beta$  : 1,0
- Profundidade: 14m
- Fator de Segurança: 2

Sendo os resultados apresentados na Tabela 12, com carga admissível versus profundidade apresentado na Figura 5, onde observa-se o gradual da carga admissível a partir dos 14 metros, acompanhando o aumento da resistência do solo.

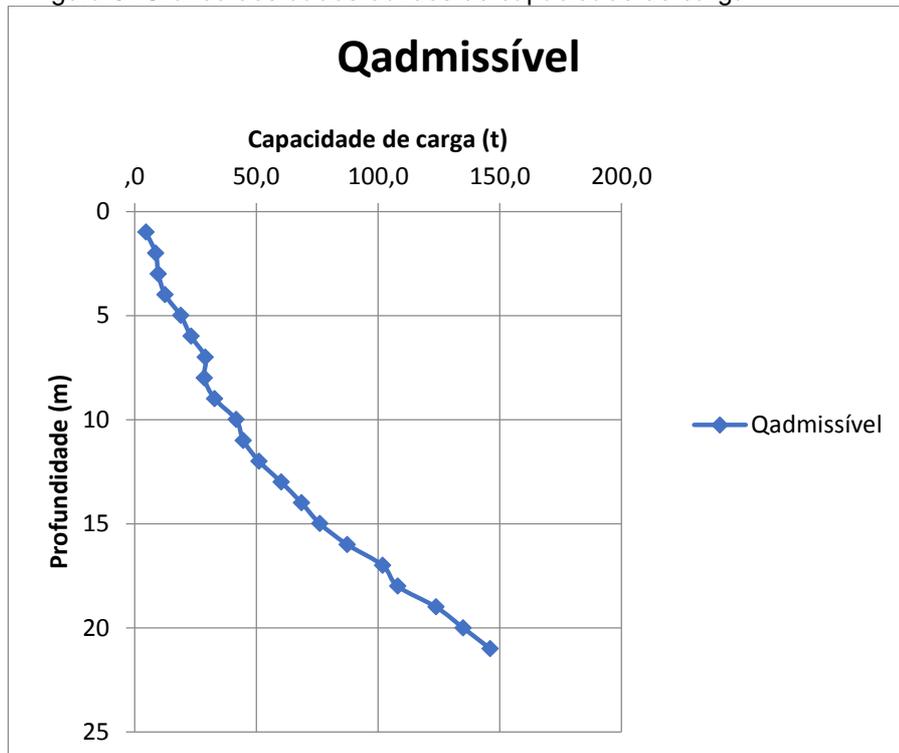
Tabela 12 Cálculo de Capacidade de carga

Prof (m)	Dados			Cargas (tf)			
	SPT	Tipo de solo	Qponta	Qlateral	$\Sigma Qlateral$	Última	Qadmissível
1	6	Argila silto-arenosa	5,65	3,77	3,77	9,42	4,71
2	9	Argila silto-arenosa	8,48	5,03	8,80	17,28	8,64
3	7	Argila silto-arenosa	6,60	4,19	12,99	19,58	9,79
4	8	Argila silto-arenosa	7,54	4,61	17,59	25,13	12,57
5	14	Argila silto-arenosa	13,19	7,12	24,71	37,91	18,95
6	15	Silte arenoso	14,14	7,54	32,25	46,39	23,20
7	18	Silte arenoso	16,96	8,80	41,05	58,01	29,01
8	11	Silte arenoso	10,37	5,86	46,91	57,28	28,64
9	13	Silte arenoso	12,25	6,70	53,62	65,87	32,93

10	21	Silte arenoso	19,79	10,05	63,67	83,46	41,73
11	18	Silte arenoso	16,96	8,80	72,47	89,43	44,72
12	21	Silte arenoso	19,79	10,05	82,52	102,31	51,16
13	27	Silte arenoso	25,45	12,57	95,09	120,53	60,27
<b>14</b>	<b>30</b>	<b>Silte arenoso</b>	<b>28,27</b>	<b>13,82</b>	<b>108,91</b>	<b>137,18</b>	<b>68,59</b>
15	31	Silte arenoso	29,22	14,24	123,15	152,37	76,18
16	37	Silte arenoso	34,87	16,76	139,91	174,78	87,39
17	46	Silte arenoso	43,35	20,53	160,43	203,78	101,89
18	40	Silte arenoso	37,70	18,01	178,44	216,14	108,07
19	50	Silte arenoso	47,12	22,20	200,64	247,77	123,88
20	50	Silte arenoso	47,12	22,20	222,84	269,97	134,98
21	50	Silte arenoso	47,12	22,20	245,04	292,17	146,08

Fonte: Autor (2021)

Figura 5: Gráfico dos dados obtidos de capacidade de carga



Fonte: Autor (2021)

### 4.3 Dimensionamento Segundo o Método de Teixeira

Foi realizado o dimensionamento da estaca de acordo com o método de Teixeira, utilizando os seguintes dados:

- Diâmetro da Estaca: 40cm
- Coeficiente  $\alpha$  : 11t/m<sup>2</sup>
- Coeficiente  $\beta$  : 0,4t/m<sup>2</sup>
- Profundidade: 14m
- Fator de Segurança: 2

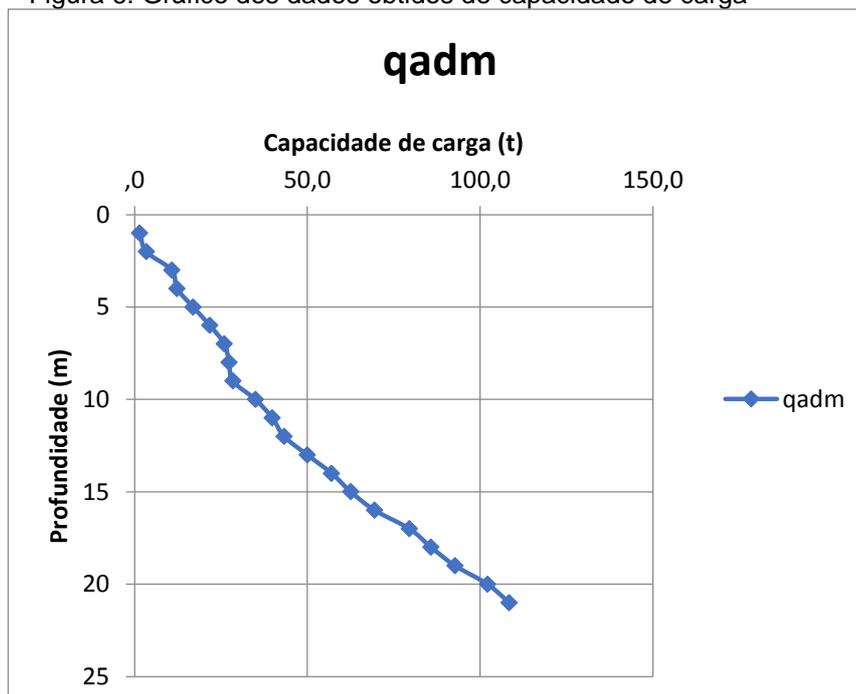
Sendo os resultados apresentados na Tabela 13, com carga admissível versus profundidade apresentado na Figura 6, onde observa-se o gradual da carga admissível a partir dos 14 metros, acompanhando o aumento da resistência do solo.

Tabela 13 Cálculo de Capacidade de carga

Prof	Ql (t)	Qp (t)	Qult (t)	Qadm (t)
1	3,02	0,00	3,02	1,51
2	6,79	0,00	6,79	3,39
3	10,47	11,06	21,53	10,77
4	14,24	10,37	24,61	12,30
5	18,67	15,21	33,87	16,94
6	23,61	20,04	43,65	21,83
7	29,14	22,81	51,95	25,97
8	34,67	20,04	54,71	27,35
9	40,31	16,59	56,89	28,45
10	46,44	23,50	69,94	34,97
11	52,84	26,95	79,79	39,90
12	59,58	26,95	86,54	43,27
13	66,85	33,18	100,03	50,01
<b>14</b>	<b>74,68</b>	<b>39,40</b>	<b>114,07</b>	<b>57,04</b>
15	83,02	42,16	125,18	62,59
16	92,01	47,00	139,00	69,50
17	101,82	57,37	159,19	79,59
18	112,21	59,44	171,65	85,83
19	123,38	62,20	185,58	92,79
20	135,24	69,12	204,35	102,18
21	147,73	69,12	216,85	108,42

Fonte: Autor (2021)

Figura 6: Gráfico dos dados obtidos de capacidade de carga



Fonte: Autor (2021)

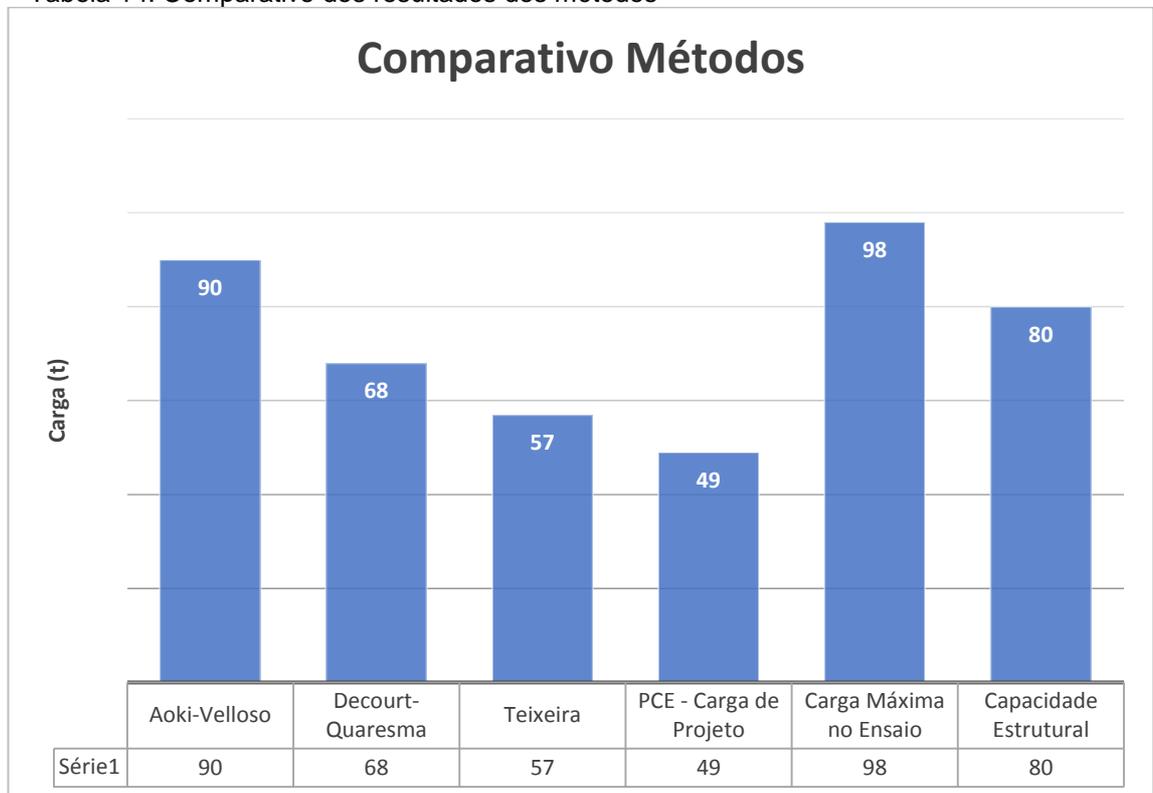
#### 4.1.6 Comparativo De Resultado Dos Métodos

Entre os Métodos para obtenção da Capacidade de Carga se verificou uma discordância entre os resultados, sendo o método de Aoki-Velloso o que mais se afastou dos demais métodos, inclusive apresentando capacidade de carga maior que a estrutural. Entre Décourt-Quaresma e Teixeira uma diferença de 11kn.

O ensaio foi realizado para verificar o recalque, baseado na capacidade de carga do projeto de 49kn, sendo o ensaio realizado até o dobro dessa carga, 98kn.

Analisando os resultados dos ensaios, recalques e métodos, não considerando cargas estruturais do pilar, pode-se concluir que a carga de projeto foi bem conservadora, visto que a capacidade estrutural da estaca é de até 80kn. A tabela 14 resume os resultados.

Tabela 14: Comparativo dos resultados dos métodos



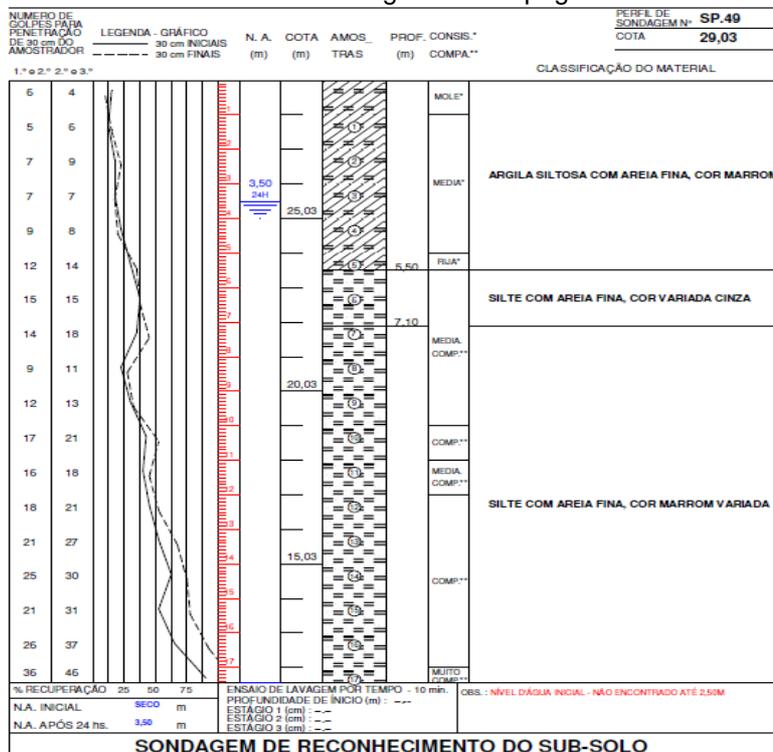
Fonte: Autor (2021)

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em resposta ao problema proposto se verifica que as cargas propostas foram bem conservadoras e que, melhor analisadas, poderiam dar um melhor aproveitamento, não somente técnico como econômico.

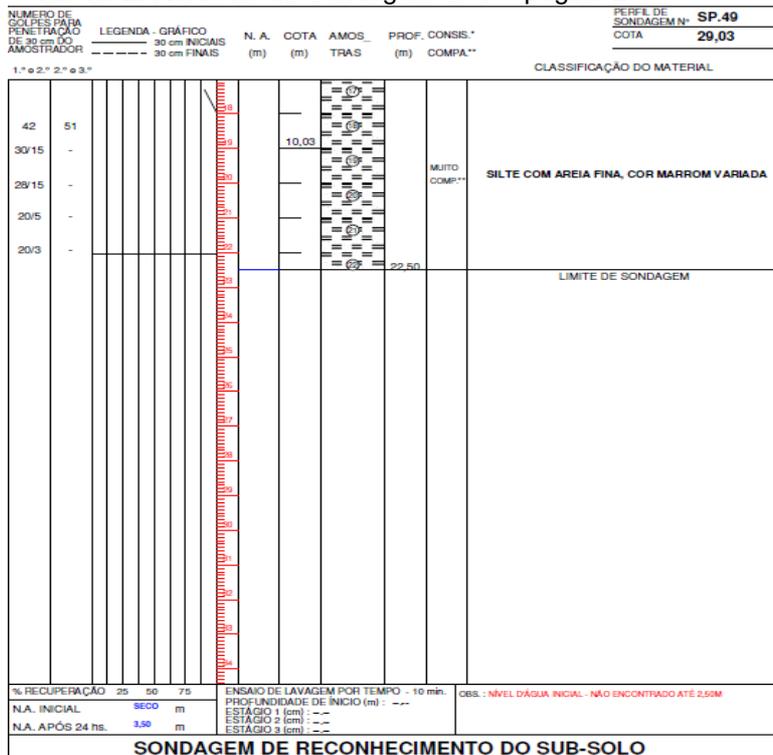
6 ANEXO

Anexo 1: Relatório de Sondagem SPT – página 1



Fonte: ETA (2014)

Anexo 2: Relatório de Sondagem SPT – página 2



Fonte: ETA (2014)

Anexo 3: Prova de carga Estática – Leitura dos Relógios Comparadores – página 1

Leituras iniciais dos relógios comparadores: FE01:28,42 FE02:24,10 FE03:26,36 FE04:29,25 Média:27,07								
Estágios de Carregamento								
Manôm. (kgf/cm²)	Carga (tf)	Tempo (min)	FE01	FE02	FE03	FE04	Média	Deslocamento médio estaca (mm)
19,32	9,8	0	28,40	24,09	26,35	29,20	27,01	-0,02
		2	28,40	24,09	26,35	29,20	27,01	-0,02
		4	28,39	24,08	26,35	29,20	27,01	-0,03
		8	28,39	24,08	26,35	29,20	27,01	-0,03
		15	28,39	24,08	26,35	29,20	27,01	-0,03
		30	28,38	24,08	26,35	29,20	27,00	-0,03
38,64	19,6	0	28,05	23,93	26,25	29,02	26,81	-0,22
		2	28,04	23,93	26,25	29,02	26,81	-0,22
		4	28,02	23,92	26,25	29,02	26,80	-0,23
		8	28,00	23,91	26,23	29,00	26,79	-0,25
		15	28,00	23,91	26,23	29,00	26,79	-0,25
		30	28,00	23,91	26,23	29,00	26,79	-0,25
57,97	29,4	0	27,75	23,78	26,18	28,76	26,62	-0,41
		2	27,75	23,78	26,18	28,75	26,62	-0,42
		4	27,71	23,76	26,18	28,73	25,88	-1,15
		8	27,68	23,74	26,18	28,70	26,58	-0,46
		15	27,67	23,72	26,18	28,70	26,57	-0,47
		30	27,67	23,72	26,18	28,70	26,57	-0,47
77,29	39,2	0	27,58	23,52	26,05	28,41	26,39	-0,64
		2	27,57	23,51	26,05	28,41	26,39	-0,65
		4	27,57	23,50	26,05	28,41	26,38	-0,65
		8	27,56	23,50	26,04	28,40	26,38	-0,66
		15	27,56	23,50	26,04	28,40	26,38	-0,66
		30	27,56	23,50	26,04	28,40	26,38	-0,66
96,62	49	0	27,53	23,24	25,90	28,16	26,21	-0,83
		2	27,52	23,23	25,90	28,15	26,20	-0,83
		4	27,50	23,22	25,90	28,15	26,19	-0,84
		8	27,50	23,22	25,90	28,15	26,19	-0,84
		15	27,49	23,22	25,90	28,15	26,19	-0,84
		30	27,49	23,22	25,90	28,14	26,19	-0,85

Fonte: Fundare (2015)

Anexo 4: Prova de carga Estática – Leitura dos Relógios Comparadores – página 2

Leituras iniciais dos relógios comparadores: FE01:28,42 FE02:24,10 FE03:26,36 FE04:29,25 Média:27,07								
Estágios de Carregamento								
Manôm. (kgf/cm²)	Carga (tf)	Tempo (min)	FE01	FE02	FE03	FE04	Média	Deslocamento médio estaca (mm)
115,94	58,8	0	27,39	22,99	25,80	27,96	26,04	-1,00
		2	27,37	22,99	25,79	27,95	26,03	-1,01
		4	27,35	22,98	25,79	27,95	26,02	-1,02
		8	27,30	22,96	25,76	27,92	25,99	-1,05
		15	27,29	22,94	25,72	27,90	25,96	-1,07
		30	27,26	22,90	25,70	27,84	25,93	-1,11
135,26	68,6	0	26,90	22,65	25,60	27,50	25,66	-1,37
		2	26,87	22,64	25,60	27,49	25,65	-1,38
		4	26,83	22,62	25,59	27,47	25,63	-1,41
		8	26,80	22,60	25,58	27,45	25,61	-1,43
		15	26,74	22,58	25,57	27,42	25,58	-1,46
		30	26,70	22,58	25,55	27,40	25,56	-1,48
154,99	78,4	0	26,22	22,45	25,29	27,24	25,30	-1,73
		2	26,21	22,44	25,28	27,24	25,29	-1,74
		4	26,17	22,44	25,27	27,22	25,28	-1,76
		8	26,14	22,44	25,25	27,20	25,26	-1,78
		15	26,10	22,44	25,21	27,20	25,24	-1,80
		30	26,00	22,43	25,19	27,18	25,20	-1,83
173,91	88,2	0	25,61	21,25	24,94	26,91	24,68	-2,36
		2	25,59	21,21	24,90	26,90	24,65	-2,38
		4	25,57	21,20	24,88	26,86	24,63	-2,41
		8	25,55	21,18	24,85	26,82	24,60	-2,43
		15	25,50	21,15	24,80	26,79	24,56	-2,47
		30	25,45	21,10	24,77	26,74	24,52	-2,52
193,24	98	0	24,94	21,75	24,60	26,40	24,42	-2,61
		2	24,90	21,73	24,59	26,39	24,40	-2,63
		4	24,84	21,70	24,59	26,39	24,38	-2,65
		8	24,80	21,67	24,59	26,36	24,36	-2,68
		15	24,80	21,60	24,55	26,30	24,31	-2,72
		30	24,76	21,54	24,50	26,26	24,27	-2,77
		720	24,20	20,72	23,80	25,47	23,55	-3,49

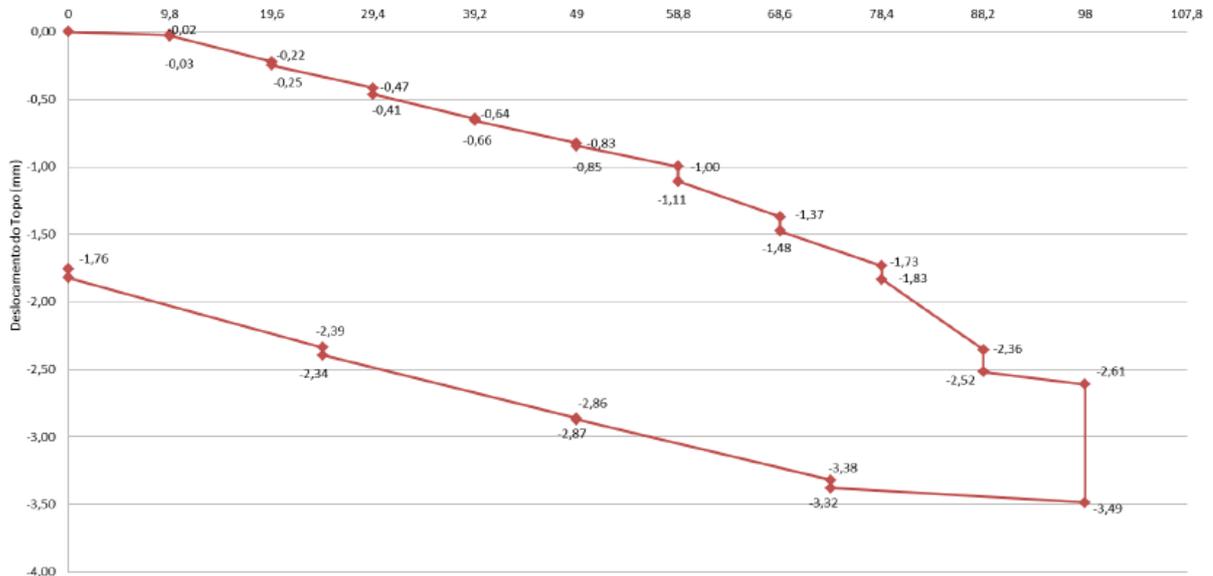
Fonte: Fundare (2015)

Anexo 5: Prova de carga Estática – Leitura dos Relógios Comparadores – página 3

Leituras iniciais dos relógios comparadores: FED1: 28,42 FE02: 24,10 FE03: 26,36 FE04: 29,25 Média: 27,07								
Estágios de Descarregamento								
Manôm. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Carga (tf)	Tempo (min)	FE01	FE02	FE03	FE04	Média	Deslocamento médio estaca (mm)
144,93	74	0	24,34	20,72	23,91	25,65	23,66	-3,38
		2	24,34	20,85	23,91	25,65	23,69	-3,35
		4	24,35	20,85	23,92	25,66	23,70	-3,34
		8	24,35	20,85	23,92	25,67	23,70	-3,34
		15	24,36	20,86	23,94	25,69	23,71	-3,32
96,62	49	0	24,80	21,25	24,40	26,20	24,16	-2,87
		2	24,80	21,26	24,40	26,20	24,17	-2,87
		4	24,80	21,26	24,40	26,20	24,17	-2,87
		8	24,81	21,26	24,40	26,20	24,17	-2,87
		15	24,81	21,26	24,41	26,21	24,17	-2,86
48,31	25	0	25,30	21,84	24,76	26,66	24,64	-2,39
		2	25,34	21,87	24,77	26,70	24,67	-2,36
		4	25,34	21,88	24,77	26,70	24,67	-2,36
		8	25,35	21,89	24,77	26,71	24,68	-2,35
		15	25,38	21,90	24,77	26,73	24,70	-2,34
0,00	0	0	26,33	22,23	25,22	27,07	25,21	-1,82
		2	26,38	22,24	25,23	27,09	25,24	-1,80
		4	26,40	22,25	25,23	27,09	25,24	-1,79
		8	26,41	22,25	25,23	27,10	25,25	-1,79
		15	26,45	22,27	25,25	27,13	25,28	-1,76

Fonte: Fundare (2015)

Anexo 6: Gráfico Carga Aplicada (tf) x Deslocamento (mm)



Fonte: Fundare (2015)

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT 6122 Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT 6484 Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT 16903 Solo — Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.

BARROS, Carolina. “Apostila de Fundações”. Apostila do Curso de Graduação do Instituto federal de educação e Ciência Sul Rio Grandense – Campus Pelotas, Rio Grande do Sul, 2011.

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. Rio de Janeiro: LTC, 6ª edição, 1996.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. Fundações diretas. São Paulo, Oficina de Textos. 2011.

CRUZ, Rafael Barreto Castelo da Cruz; MESQUITA FILHO, Arnaldo; EGUTHI, Dayane Ambrogi Gualberto; SANTOS, Jackeliny Flores de Oliveira; SANTOS, Janaina Flores de Oliveira; ALVARDO, Valmik Celeste. Método de Tomada de Decisões de Reforços em Vigas. Engenharia Estudo e Pesquisa Abpe, São Paulo, v. 16, n. 1, p.20-33, jun. 2016

FALCONI, F, Fundações: teoria e prática. – 2. ed. – São Paulo: Pini, 1998.

FERREIRA, TOBIAS RIBEIRO; DELALIBERA, RODRIGO GUSTAVO. Previsão da Capacidade de Carga em Fundações por Estacas. Goiás: Universidade Federal de Goiás, 2017.

FLEMING, W.G.K. et al. Piling Engineering. 2nd ed. Glasgow: Blackie and Son. 1992.

Neto, J. A. A. Análise do Desempenho de Estacas Hélice Contínua e Ômega – Aspectos Executivos. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo, SP, 2002.

PRUDENCIO, TIAGO, Análise de viabilidade Econômica de Diferentes Tipos de Fundação em Casas Populares – Criciúma: UNESC, 2011.