

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

AMANDA DELATTRE DE JESUS

**ANÁLISE DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA PREVISÃO DE CAPACIDADE  
DE CARGA DE ESTACAS RAIZ**

CURITIBA

2017

AMANDA DELATTRE DE JESUS

**ANÁLISE DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA PREVISÃO DE CAPACIDADE  
DE CARGA DE ESTACAS RAIZ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do  
Paraná como requisito à obtenção do grau de  
Engenheira Civil.

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Roberta Bomfim Boszczowski

CURITIBA

2017

## **TERMO DE APROVAÇÃO**

AMANDA DELATTRE DE JESUS

### **ANÁLISE DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS RAIZ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná como requisito à obtenção do grau de Engenheira Civil, pela seguinte banca examinadora:

Orientadora: Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup>. Roberta Bomfim Boszczowski  
Departamento de Construção Civil, UFPR

Prof. Dr. Vítor Pereira Faro  
Departamento de Construção Civil, UFPR

Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup>. Caroline Tomazoni Santos  
Departamento de Construção Civil, UFPR

Curitiba, 28 de novembro de 2017.

*Aos meus pais e irmãs,  
pelo incentivo, apoio e carinho  
sempre presentes em minha  
vida. E ao meu esposo, Gilberto,  
por toda a paciência e amor.*

## RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo apresentar uma análise comparativa entre cinco dos principais métodos semi-empíricos para predições de capacidade de carga de estacas profundas tipo raiz. Foram analisados dois métodos específicos para estacas-raiz – Lizzi (1982) e Cabral (1986) – e métodos amplamente empregados no Brasil para dimensionamento de diversos tipos de estacas profundas – Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Estes métodos são baseados nos valores de  $N_{spt}$ , sendo que o de Lizzi (1982) baseia-se apenas indiretamente. As análises foram conduzidas com base nos dados fornecidos de dez estacas pertencentes a uma obra rodoviária no município de Guarulhos/SP, as quais haviam sido submetidas a provas de carga dinâmica para controle do desempenho da fundação. Posteriormente os valores das provas de carga foram empregados como parâmetros de ordem de grandeza das resistências na análise da aplicabilidade de cada método semi-empírico. As análises demonstraram que o método de Cabral (1986) apresenta maior concordância aos valores de prova de carga dinâmica, seguido pelo método de Aoki-Velloso (1975). Em geral, o método de Lizzi (1982) apresentou os resultados mais conservadores e o de Teixeira (1996) forneceu a capacidade de carga mais elevada dentre todos os métodos.

**Palavras-chave:** Estaca raiz. Capacidade de carga. Métodos semi-empíricos.

## ABSTRACT

This paper presents a benchmarking of five main semi-empirical methods for prediction of bearing capacity of deep foundations, as root piles. Analysis of two specific methods for root piles were conducted – Lizzi (1982) and Cabral (1986) – as well of methods widely applied in Brazil for designing several categories of deep foundations – Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) and Teixeira (1996). These methods are based on the  $N_{spt}$  values, however Lizzi's (1982) is only indirectly based on these. The analysis was conducted based on the given data of ten piles that were part of a road construction at the city of Guarulhos in São Paulo, which were subjected to dynamic load tests, for verifying the foundation performance. Later, the load tests values were applied as a magnitude parameter for resistance in analysis of applicability of each semi-empirical method. The benchmarking revealed that the method of Cabral (1986) presents the greater agreement with the dynamic load tests, followed by the method of Aoki-Velloso (1975). Generally, the method of Lizzi (1982) presented the more conservative results and the method of Teixeira (1996) the more overstated ones.

**Key-words:** Root pile. Bearing capacity. Semi-empirical methods.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>7</b>
1.1	OBJETIVOS .....	7
1.1.1	Objetivo Geral.....	7
1.1.2	Objetivos Específicos .....	8
1.2	METODOLOGIA .....	8
<b>2</b>	<b>ESTACA RAIZ.....</b>	<b>9</b>
2.1	DEFINIÇÃO .....	9
2.2	HISTÓRICO.....	9
2.3	NORMAS .....	10
2.4	EQUIPAMENTOS.....	10
2.5	PROCESSO EXECUTIVO.....	11
2.5.1	Procedimentos iniciais .....	11
2.5.2	Perfuração .....	12
2.5.3	Colocação da armadura .....	13
2.5.4	Injeção de argamassa .....	14
2.5.5	Preparo da cabeça da estaca.....	15
2.6	APLICAÇÕES.....	16
<b>3</b>	<b>INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....</b>	<b>19</b>
3.1	STANDARD PENETRATION TEST – SPT .....	19
<b>4</b>	<b>PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA .....</b>	<b>21</b>
4.1	MÉTODO DE LIZZI.....	23
4.2	MÉTODO DE CABRAL.....	24
4.3	MÉTODO DE AOKI – VELLOSO.....	24
4.4	MÉTODO DE DÉCOURT – QUARESMA.....	26
4.5	MÉTODO DE TEIXEIRA.....	26
<b>5</b>	<b>ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA .....</b>	<b>28</b>
5.1	INSTRUMENTAÇÃO .....	28
5.2	TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA .....	29
5.3	ANÁLISE DOS REGISTROS E PROCESSAMENTO DOS DADOS .....	30
5.3.1	Método CASE .....	30

5.3.2	Análise CAPWAP / DLTWAVE (TNO) .....	31
5.4	LIMITAÇÕES DO MÉTODO .....	32
<b>6</b>	<b>CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>33</b>
6.1	GEOLOGIA DO MUNICÍPIO DE GUARULHOS/SP .....	33
6.2	COLETA DE DADOS.....	34
6.2.1	Características das estacas.....	34
6.2.2	Sondagens SPT.....	35
6.2.3	Ensaio de prova de carga .....	35
6.3	APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS .....	36
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS RESULTADOS.....</b>	<b>40</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>43</b>
	<b>ANEXO A – SONDAgens SPT .....</b>	<b>47</b>



## 1 INTRODUÇÃO

A fundação de uma superestrutura tem como propósito transferir carregamentos ao solo, de maneira que seja mantida a estabilidade da construção. Diferentemente de outras vertentes da construção civil, em que a escolha dos materiais é realizada em função das características arquitetônicas e construtivas da estrutura e suas propriedades requeridas pelo engenheiro projetista, a geotecnia necessita lidar com o material presente no solo e suas propriedades, muitas vezes, incertas e variáveis (ATKINSON, 1993).

A escolha de um projeto de fundação envolve decisões técnicas, econômicas e construtivas. Por vezes é inevitável a realização de obras em condições adversas de acesso e espaço, além de condições severas de subsolo, como interceptação de solo rochoso, com matacões ou com presença de água freática. Neste contexto é comum empregar estacas tipo raiz para a realização de fundações, as quais são consideradas estacas bastante versáteis e de alto desempenho (FALCONI et al., 2012).

O conhecimento e a competência em determinar com acurácia a capacidade de carga destas estacas é fundamental para garantir a segurança e economia da fundação. Portanto, é de suma importância a busca constante pela avaliação e análise dos métodos de cálculo comumente empregados.

O presente trabalho discutirá o desempenho de métodos semi-empíricos de predição de carga para estacas raiz, tendo como valores de referência para comparação, os resultados de ensaios de prova de carga dinâmica realizados nas estacas analisadas.

### 1.1 OBJETIVOS

#### 1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é analisar a conformidade e precisão dos valores obtidos por meio de métodos semi-empíricos de predição de capacidade de carga para estacas tipo raiz em comparação aos dados fornecidos por provas de carga dinâmica.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do trabalho são:

- a) Determinar a capacidade de carga das estacas por meio de métodos semi-empíricos comumente empregados, específicos ou não para estacas raiz;
- b) Analisar os resultados tendo como referência provas de carga dinâmicas;
- c) Analisar a influência de diversos parâmetros e a maneira como afetam os resultados previstos pelos métodos semi-empíricos;

## 1.2 METODOLOGIA

Inicialmente o trabalho apresenta uma breve revisão bibliográfica dos tópicos mais relevantes para contextualização e entendimento das análises conduzidas, dentre os quais estão a execução e aplicação das estacas raiz; investigação do solo, por meio de ensaios SPT; procedimentos e tratamento dos dados em ensaios de carregamento dinâmico; e descrição dos métodos semi-empíricos de predição de capacidade de carga amplamente utilizados, para estacas em geral e, especificamente, para estacas tipo raiz.

Foram conduzidas análises em dez estacas empregadas em uma obra rodoviária no município de Guarulhos/SP, a partir de dados obtidos por relatórios de sondagem e de prova de carga, segundo as características de cada método semi-empírico conforme descrito previamente na revisão bibliográfica.

## 2 ESTACA RAIZ

### 2.1 DEFINIÇÃO

As estacas raiz são estacas profundas escavadas, ou seja, moldadas *in loco*, por perfuração rotativa ou roto-percursiva, preenchidas por argamassa de cimento e areia. São executadas com auxílio de revestimento metálico recuperável nos trechos em solo (ABNT, 2010).

Dentro do grupo das estacas escavadas, as estacas raiz, juntamente às microestacas, podem ainda ser classificadas como injetadas. Segundo Alonso (1998), algumas características as diferenciam das demais estacas escavadas, dentre as quais vale citar:

- a) possibilidade de execução com inclinações de 0 a 90°;
- b) alta densidade de armadura;
- c) nível mais elevado de carga transmitida ao solo, por atrito lateral, para os mesmos diâmetros de outros tipos de estacas;
- d) possibilidade de serem solicitadas com a mesma carga de trabalho à tração e compressão, com armadura conveniente ao longo do fuste;

### 2.2 HISTÓRICO

A estaca raiz foi criada na Itália, pelo engenheiro Fernando Lizzi, sob o nome de “*pali radice*” ao final da década de 50. Originalmente com a finalidade de ser aplicada à reforço de fundações e melhoramento do solo, em um período em que o país italiano acabava de passar pela guerra e por vários terremotos, que causaram danos à diversos monumentos e edificações (STUCCHI *et al.*, 2014).

Ainda é bastante comum este tipo de estaca ser denominada como “estaca de pequeno diâmetro”, o que se deve ao fato de que em sua origem possuía diâmetros de no máximo 200 mm (ALONSO, 1998). Entretanto, atualmente, a própria norma brasileira de fundações, NBR 6122, define diâmetros nominais para a estaca raiz de até 450 mm (ABNT, 2010).

Lizzi pretendia com a criação da *pali radice* aplicar no solo um reticulado, constituído por diversas estacas de inclinações diferentes, formando uma espécie de “solo armado”. Ao longo do tempo a estaca raiz passou a ter muito mais aplicações

e finalidades, além de diâmetros, profundidades e suporte de carga bem mais elevados (ALONSO, 1998).

### 2.3 NORMAS

Duas normas se destacam por sua importância na elaboração de projetos de fundações profundas, inclusive as tipo estaca raiz: NBR 6122 (ABNT, 2010) – que apresenta parâmetros de dimensionamento, detalha o processo executivo e especifica os insumos; e NBR 6118 (ABNT, 2014) que fornece diversas especificações para a construção e dimensionamento das estruturas de concreto, em geral.

### 2.4 EQUIPAMENTOS

Alguns equipamentos são primordiais para a execução de uma fundação profunda tipo estaca-raiz. ABEF (2012) cita certos maquinários imprescindíveis no campo de obras, os quais estão elencados brevemente a seguir:

- a) Perfuratrizes rotativas: que podem ser mecânicas, hidráulicas ou a ar comprimido. Cujo funcionamento se dá por compressor pneumático, *diesel*, ou eletricamente;
- b) Conjunto misturador de argamassa;
- c) Bomba de injeção de argamassa;
- d) Bomba de água: aplicada para auxílio na perfuração e limpeza de detritos, para operações em solo;
- e) Martelo (de superfície ou DTH): para perfurações em rocha;
- f) Compressor de ar: utilizado se previsto em projeto a pressurização da estaca, ou para acionamento dos martelos, caso haja necessidade destes;
- g) Conjunto extrator: realiza a recuperação dos tubos de revestimento;
- h) Reservatórios para acumulação de água: local para destinar a água utilizada na operação; e
- i) Conjunto gerador: para casos em que não há fornecimento de energia no local da obra.

Certamente a execução deste tipo de fundação ainda envolve outras ferramentas e acessórios, os quais devem ser considerados antecipadamente para a

realização de cada obra com suas peculiaridades; porém, de pouca pertinência para este estudo em questão.

## 2.5 PROCESSO EXECUTIVO

As etapas principais do processo executivo de uma estaca raiz estão descritas a seguir, conforme indicado por ABNT (2010), ABEF (2012) e Stucchi et al. (2014).

### 2.5.1 Procedimentos iniciais

Inicialmente deve-se realizar a 'locação' da obra conforme projeto. Também deve ser verificado acesso a pontos de fornecimento de água e energia elétrica. A perfuratriz deve ser posicionada corretamente no local onde será executada a estrutura, devendo ser observada a angulação da estaca, prevista em projeto (Figura 1).

FIGURA 1 – ESTACA EXECUTADA COM INCLINAÇÃO SUPERIOR A 0° COM A VERTICAL

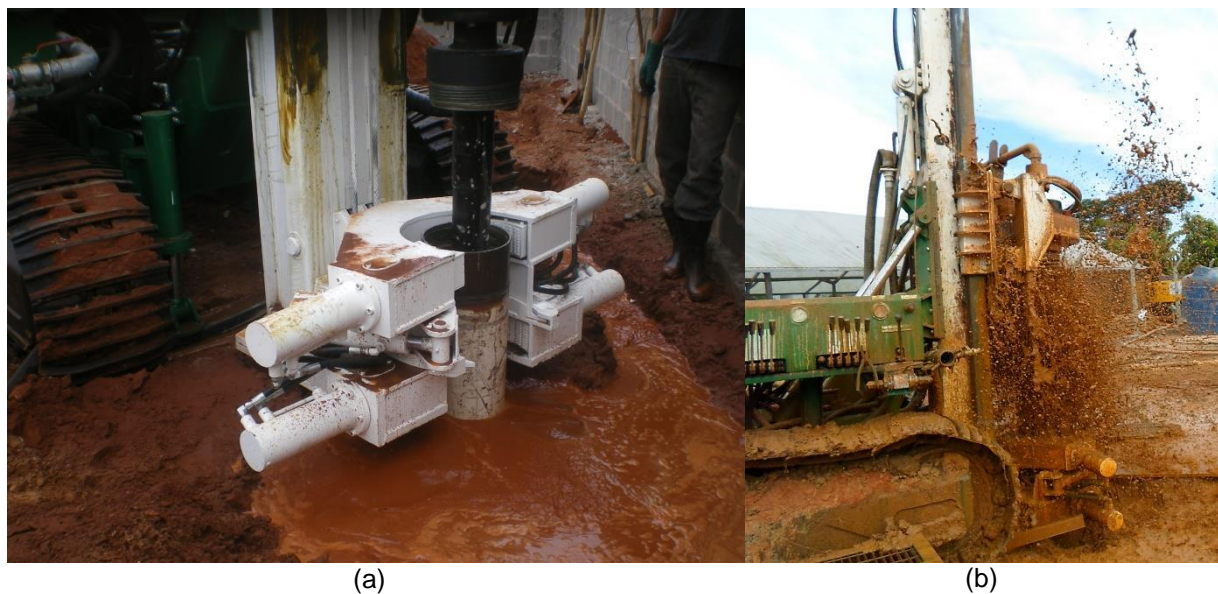


FONTE: Acervo do autor

### 2.5.2 Perfuração

Esta etapa é realizada por perfuratriz rotativa (trechos em solo) ou rotopercussiva (trechos em rocha), com circulação de água ou ar comprimido (Figura 2 e 3). Utiliza-se revestimento metálico recuperável integral nos trechos em solo.

FIGURA 2 – PERFURAÇÃO EM SOLO COM CIRCULAÇÃO DE ÁGUA



FONTE: Acervo do autor

FIGURA 3 – PERFURAÇÃO EM ROCHA COM AR COMPRIMIDO



FONTE: Acervo do autor

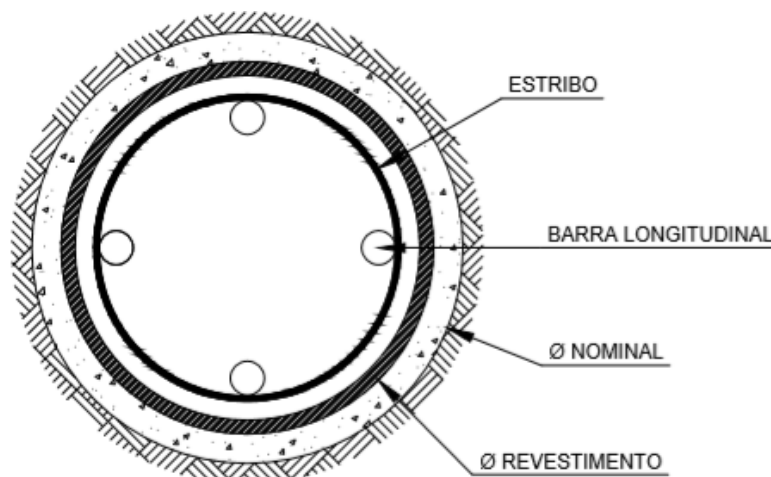
A água utilizada na perfuração retorna à superfície passando entre o revestimento e a parede do furo, resultando em um diâmetro acabado (nominal) sempre superior ao diâmetro externo do revestimento (Tabela 1) (Figura 4). O que não ocorre nos trechos em rocha, onde o diâmetro acabado é equivalente ao do instrumento de perfuração.

TABELA 1 – DIÂMETROS NOMINAIS E DE REVESTIMENTO

Diâmetro nominal da estaca (mm)	150	160	200	250	310	400	450
Diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento (mm)	127	141	168	220	273	355	406

FONTE: ABNT (2010)

FIGURA 4 – DETALHE DO PERFIL TRANSVERSAL DA ESTACA, DURANTE EXECUÇÃO



FONTE: Acervo do autor

### 2.5.3 Colocação da armadura

Após a perfuração é realizada a limpeza do furo e então é realizada a descida da armadura até que esta se apoie no fundo do furo (Figura 5). A armadura deve apresentar taxa mínima de 0,5 % e deve estar presente integralmente no comprimento da estaca, também é necessário prever um comprimento de espera do bloco, para garantir a correta ancoragem.

FIGURA 5 – LANÇAMENTO DA ARMADURA



FONTE: Acervo do autor

#### 2.5.4 Injeção de argamassa

A argamassa de cimento e areia é lançada por meio de uma bomba de injeção a partir do fundo do furo até a expulsão completa da água de circulação no interior do tubo de revestimento (Figura 6). A injeção só é interrompida quando a argamassa emergente do furo não apresentar sinais de contaminação por lama ou detritos.

FIGURA 6 – INJEÇÃO DE ARGAMASSA



FONTE: Acervo do autor



O  $f_{ck}$  da argamassa deve ser igual ou superior a 20 MPa e os corpos de prova, para verificação da resistência, devem se moldados de acordo com as normas NBR 5738 (Figura 7).

FIGURA 7 – MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA



FONTE: Acervo do autor

Em seguida, é realizada a extração do revestimento recuperável. Durante este processo, se previsto em projeto, é aplicado ar comprimido sob pressão moderada.

#### 2.5.5 Preparo da cabeça da estaca

O preenchimento de argamassa deve ser realizado até a superfície do terreno, independentemente da cota de arrasamento da estaca (Figura 8). O excesso de argamassa deve ser demolido após 24 h da injeção, no mínimo. O topo da estaca deve estar embutido, após o arrasamento, no mínimo 5 cm dentro do bloco, acima do lastro de concreto.

FIGURA 8 – TOPO DAS ESTACAS ANTES DO ARRASAMENTO



FONTE: Acervo do autor

## 2.6 APLICAÇÕES

Há inúmeras aplicações de estacas tipo raiz para a solução de problemas geotécnicos, dentre os quais vale citar (ALONSO, 1998; STUCHI *et al.*, 2014):

- a) estabilização de encostas: pode-se aplicar um reticulado de estacas para a contenção de taludes;
- b) perfuração em rochas: este tipo de estaca tem a capacidade de perfurar matacões, solos rijos e até mesmo rocha sã;
- c) reforço de fundações: em casos de aumento da sobrecarga da estrutura ou deficiência da fundação original (Figura 9);

FIGURA 9 – REFORÇO DE FUNDAÇÃO DE TORRE DE TELECOMUNICAÇÕES



FONTE: Acervo do autor

- d) fundações em locais de difícil acesso: em terrenos de encostas íngremes, que não permitam acesso de veículos de grande porte, que dificultaria a instalação de bate-estacas, por exemplo;
- e) fundações em locais com condições de trabalho com restrição de espaço: uma vez que os equipamentos utilizados para realização de estacas raiz são de pequenas dimensões comparado com os maquinários utilizados por diversas outras estacas (Figura 10);

FIGURA 10 – OBRA DE ALARGAMENTO DE CANAL DE RIO, COM ÁREA DE TRABALHO REDUZIDA



FONTE: Acervo do autor

- f) obras próximas a edificações: com restrições físicas, sonoras e de vibração (Figura 11);

FIGURA 11 – EXECUÇÃO DE ESTACA PRÓXIMA À EDIFICAÇÃO



FONTE: Acervo do autor

- g) fundações de pontes e viadutos (Figura 12): Nabais (2014) destaca a utilização deste tipo de estaca como uma das mais frequentes na construção de pontes ferroviárias;
- h) entre outros (Figura 13).

FIGURA 12 – OBRAS RODOVIÁRIAS, COM FUNDAÇÕES EM ESTACA RAIZ: (a) ponte;  
(b) alargamento de pista



FONTE: Acervo do autor

FIGURA 13 – APLICAÇÃO DE ESTACAS RAIZ EM OUTRAS OBRAS: (a) aeroportos;  
(b) porto



FONTE: Acervo do autor

### 3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A fundação tem por função transferir as cargas solicitantes ao terreno, sendo composta por um elemento estrutural e sua integração com o solo. Portanto, o desempenho de uma fundação é intrínseco ao comportamento do terreno quando submetido a carregamentos, que é basicamente dependente de dois aspectos: deformabilidade e resistência (ABRAHÃO; VELLOSO, 1998). As condições geológicas são determinantes no projeto de uma fundação, embasando escolhas de tipo de estrutura utilizada e - no caso de fundações profundas - profundidade e diâmetro.

A investigação do solo pode ser realizada por métodos indiretos, que determinam a distribuição dos corpos geológicos e suas características indiretamente, sem alterar as propriedades do material ensaiado uma vez que este não é acessado diretamente; tendo como exemplo os ensaios geofísicos sísmicos, geoeletricos e potenciais. Há também os métodos diretos, que utilizam sondagens, como as de percussão e as rotativas, para a coleta de amostras de solo, que podem ser ensaiadas posteriormente e fornecer informações para a caracterização geológico-geotécnica (SOUZA; SILVA; IYOMASA, 1998).

#### 3.1 STANDARD PENETRATION TEST – SPT

Dentre as diversas opções de métodos de investigação geotécnica, o SPT (*Standard Penetration Test*) é certamente um dos mais utilizados no Brasil e no mundo (SCHNAID, 2009). Este ensaio mede a resistência do solo ao longo da profundidade de perfuração e permite o conhecimento de informações como: o tipo de solo por camada perfurada; a resistência (N) do solo à cravação de um amostrador padrão - número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador; e a posição do nível d'água, caso este seja interceptado durante o procedimento (ABNT, 2001).

O SPT teve origem próxima ao ano de 1930 e foi padronizado pela primeira vez em 1958 pela ASTM (*American Society for Testing and Materials*), cuja norma foi atualizada posteriormente em 1999 (ASTM D 1586-99). Desde então, este ensaio tem ganhado normas próprias em diversos territórios como Reino Unido (BS 1377-

9:1990) e União Européia (Eurocode 7:1994) (SCHNAID, 2009). No Brasil, a norma que determina o procedimento do ensaio é a NBR 6484 (ABNT, 2001).

Entretanto, Schnaid (2009) ressalta que apesar deste ser considerado um ensaio mundialmente padronizado, há certas diferenças entre o modelo, peso, dimensões e altura de queda dos martelos, área de amostragem e energia potencial empregados no procedimento decrito nas normas da ASTM e ABNT.

O SPT, também conhecido como “índice de resistência à penetração” (IRP), é executado cravando-se no solo o amostrador, com batidas de um peso equivalente a 65 kg a partir de uma altura de 75 cm, anotando-se os números de golpes a cada 15 cm de perfuração, conforme padronizado pela ABNT (2001). Há uma série de padrões de representação dos resultados finais. Algumas empresas optam por apresentar os golpes para os 30 cm iniciais e finais, em linhas diferentes, outras indicam o número de golpes para os 15 cm iniciais e os últimos 30 cm. Logo, as indicações numéricas nas representações devem ser analisadas cuidadosamente, avaliando qual valor apresentado refere-se ao SPT (MONTICELI; TRESSOLDI, 2013).

A NBR 6484 (ABNT, 2001) ainda apresenta uma tabela correlacionando a compacidade da areia ou consistência das argilas, no tocante a deformabilidade e resistência do solo, ao índice de resistência a penetração N (Tabela 2).

TABELA 2 – RELAÇÃO ENTRE N E O ESTADO DE COMPACIDADE E CONSISTÊNCIA DO SOLO

Solo	Índice de resistência à penetração (N)	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

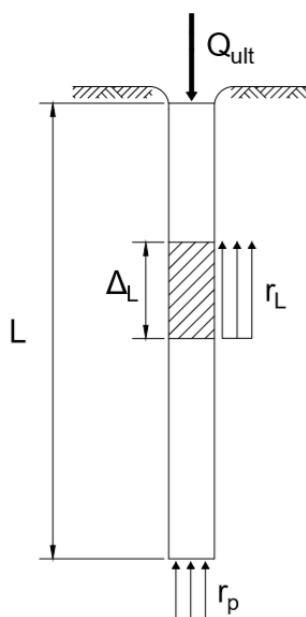
FONTE: ABNT (2001)

#### 4 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Capacidade de carga pode ser entendida como a carga de ruptura ou a máxima resistência oferecida pelo sistema constituído pela estaca e o solo. Sendo que o termo “ruptura” no âmbito da geotecnia não necessariamente represente o rompimento da estrutura da estaca em si, mas um estado em que o sistema já esgotou a sua capacidade de mobilizar resistência. Este estado se caracteriza, teoricamente, por um recalque contínuo da estaca enquanto esta carga permanecer aplicada à estrutura (CINTRA; AOKI, 2010).

As fundações profundas, em geral, suportam o carregamento através de duas componentes: resistência lateral e de ponta (Figura 14). A resistência lateral, denominada adesão em solos argilosos e atrito em solos arenosos, é mobilizada ao longo do fuste da estaca, como resistência ao cisalhamento, apresentando-se variável conforme as características geotécnicas de cada camada de solo. Já a resistência de ponta é aquela resistida pela base da estaca - tensões normais, conforme as características geotécnicas do solo neste nível (CINTRA; AOKI, 2010; DÉCOURT, 1998). Décourt (1998) ressalta que a adesão ou atrito lateral se desenvolve plenamente para solicitações pequenas, enquanto a resistência de ponta exige grandes deformações para ser mobilizada.

FIGURA 14 – CAPACIDADE DE CARGA E PARCELAS RESISTENTES CONSTITUINTES



FONTE: adaptado de Cintra e Aoki (2010)

$$Q_{ult} = R_L + R_p = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p$$

A determinação da capacidade de carga de uma estaca para um projeto de fundação pode ser realizada por meio de métodos “estáticos”, os quais consideram uma mobilização total da resistência ao cisalhamento estática do solo e são classificados em racionais ou semiempíricos (VELLOSO; LOPES, 2010). Os métodos racionais aplicam fórmulas teóricas e parâmetros do solo, para a obtenção de  $Q_{ult}$ , apresentando-se em uma grande diversidade de proposições, dentre as quais encontram-se as soluções de Terzaghi (1943), Meyerhof (1953), Bishop et al. (1945), Vesic (1972), e outras (apud VELLOSO; LOPES, 2010).

Entretanto, conforme apontado por Décourt (1998) e Cintra e Aoki (2010), as aplicações de formulações teóricas, especialmente para fundações profundas, são bastante restritas e pouco utilizadas por geralmente apresentarem resultados pouco satisfatórios. Alonso (1983) detalha algumas das razões pelas quais os resultados gerados por métodos racionais podem ser menos confiáveis no caso de estacas, como:

- a) dificuldade em conhecer a resistência ao cisalhamento real dos solos que compoem a fundação;
- b) impossibilidade prática de determinar com exatidão o estado de tensões do terreno em repouso e as condições de drenagem, que determinam o comportamento das camadas de solo;
- c) heterogeneidade do subsolo;
- d) Desenvolvimento não proporcional da resistência de atrito e de ponta; entre outros.

Portanto, para a previsão de capacidade de carga em fundações por estacas é preferível a utilização de métodos semiempíricos, que são baseados em ensaios de penetração *in situ* (CINTRA; AOKI, 2010). Há métodos especialmente desenvolvidos para ensaios CPT, como Holeyman et al. (1997), Bustamante e Ganeselly (1982) (apud VELLOSO; LOPES, 2010), entre outros; bem como métodos desenvolvidos especialmente para ensaios SPT. Estes serão abordados com maior detalhamento neste estudo, uma vez que o SPT, conforme justificado no capítulo 3.1 e confirmado em Velloso e Lopes (2010), é o meio de investigação geotécnica mais difundido e realizado no país.



Dentre os métodos baseados no SPT (ou apenas nas características do solo) que serão abordados, encontram-se o de Lizzi (1982) e o de Cabral (1986), elaborados exclusivamente para estacas tipo raiz, e os de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), que são métodos amplamente utilizados nacional e internacionalmente (CINTRA; AOKI, 2010). Com exceção do primeiro, todos os métodos apresentados são brasileiros.

#### 4.1 MÉTODO DE LIZZI

Lizzi (1982 apud CRUZ JR, 2016) apresentou uma proposta de cálculo de capacidade de carga de estacas raiz, na qual se consideraria apenas a parcela relativa a resistência lateral da estaca, desprezando a contribuição de ponta. Este método não requer o valor do índice de resistência à penetração  $N$  para ser aplicado, mas apenas das informações de consistência e/ou compacidade do solo. Entretanto, conforme apresentado no item 3.1 o valor de  $N$  e a consistência/compacidade do solo podem ser correlacionados. A expressão de cálculo fornecida por este método é:

$$Q_{ult} = U \sum KI\Delta_L$$

Onde:

$U$  = perímetro da estaca;

$K$  = coeficiente relativo à interação entre solo e estaca (Tabela 3);

$I$  = coeficiente adimensional de forma (Tabela 4);

$\Delta_L$  = comprimento do segmento de estaca.

TABELA 3 – VALORES DO COEFICIENTE K

Características do solo	K (kPa)
Solo mole	50
Solo fofo	100
Solo medianamente compacto	150
Solos rijos, pedregulho e areia	200

FONTE: Lizzi (1982)  
(apud CRUZ JR, 2016)

TABELA 4 – VALORES DE I

Diâmetro nominal da estaca (mm)	I
100	1,00
150	0,90
200	0,85
250	0,80
310	0,74
410	0,64

FONTE: Lizzi (1982)  
(apud CRUZ JR, 2016)

## 4.2 MÉTODO DE CABRAL

Cabral (1986 apud VELLOSO; LOPES, 2010) propôs que a capacidade de carga das estacas tipo raiz, com diâmetros finais (B) de até 45 cm e pressão de injeção  $p \leq 4 \text{ kgf/cm}^2$ , fosse calculada por:

$$Q_{ult} = (\beta_0 \beta_2 N_b) + U \sum (\beta_0 \beta_1 N) \Delta L$$

Onde:

$\beta_0$  = fator dependente do diâmetro B da estaca (em cm) e a pressão de injeção (em  $\text{kgf/cm}^2$ ), conforme (Tabela 5) ou calculado por:

$$\beta_0 = 1 + 0,11p - 0,01B$$

$\beta_1, \beta_2$  = fatores que variam com tipo do solo (em  $\text{kgf/cm}^2$ ) (Tabela 6);

$N_b$  = índice de resistência à penetração N (SPT) no nível da ponta;

$\Delta L$  = profundidade de uma camada de solo caracterizada por um determinado N.

TABELA 5 – FATOR  $\beta_0$

B (cm)	p (kgf/cm <sup>2</sup> )			
	0	1	2	3
0	0,90	1,01	1,12	1,23
12	0,88	0,99	1,10	1,21
15	0,85	0,96	1,07	1,18
16	0,84	0,95	1,06	1,17
20	0,80	0,91	1,02	1,13
25	0,75	0,86	0,97	1,08
31	0,69	0,80	0,91	1,02
42	0,58	0,69	0,80	0,91

FONTE: Cabral (1986)  
(apud VELLOSO; LOPES, 2010)

TABELA 6 – FATORES  $\beta_1$  e  $\beta_2$

Solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

FONTE: Cabral (1986)  
(apud VELLOSO; LOPES, 2010)

## 4.3 MÉTODO DE AOKI – VELLOSO

O Método de Aoki - Velloso (1975) (apud CINTRA; AOKI, 2010) foi desenvolvido inicialmente correlacionando a capacidade de carga com os dados

fornecidos pelo ensaio CPT. Entretanto, as equações também foram adaptadas para o uso de SPT, conforme a seguir:

$$Q_{ult} = \frac{KN_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha KN_L \Delta_L)$$

Onde:

$K, \alpha$  = fatores que variam com tipo do solo (Tabela 7);

$N_p, N_L = N$  (SPT) no nível da ponta e  $N$  médio na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ ;

$A_p$  = área da ponta da estaca;

$F_1, F_2$  = fatores de correção conforme o tipo de estaca.

Velloso e Lopes (2010) citam valores de  $F_1$  e  $F_2$  para fundações tipo estaca raiz neste método, podendo ser equivalentes a 2,0 e 4,0, respectivamente; uma vez que em sua concepção original o método possui fatores específicos apenas para estacas Franki, metálicas e pré-moldadas.

TABELA 7 – COEFICIENTES  $K$  e  $\alpha$

Solo	$K$ (Mpa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

FONTE: Aoki e Volloso (1975)  
(apud CINTRA; AOKI, 2010)

#### 4.4 MÉTODO DE DÉCOURT – QUARESMA

O método de Décourt – Quaresma (1978 apud CINTRA; AOKI, 2010), assim como os demais já apresentados, considerava uma parcela de resistência lateral e outra de ponta. Inicialmente, a resistência lateral era tabelada, em função do número N médio ao longo do fuste. Entretanto, Décourt (1982 apud CINTRA; AOKI, 2010) transformou posteriormente os valores tabelados em uma expressão matemática incorporada na formulação final da previsão de capacidade de carga. Além desta modificação, Décourt (1996 apud CINTRA; AOKI, 2010) acrescentou à expressão fatores  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de estaca e solo. O método original, acrescido das citadas modificações, resultou na seguinte equação:

$$Q_{ult} = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) UL$$

Onde:

$\alpha$ ,  $\beta$  = fatores que variam com tipo do solo e estaca (Tabela 8);

C = coeficiente característico do solo (Tabela 9);

$N_p$  = valor médio do N obtido por meio dos valores correspondentes ao nível da ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

$N_L$  = valor médio de N ao longo do fuste, desconsiderando aqueles utilizados para a estimativa de  $N_p$  ( $3 \leq N_L \leq 50$ );

TABELA 9 – COEFICIENTE C

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

FONTE: Décourt e Quaresma (1978)  
(apud CINTRA; AOKI, 2010)

TABELA 8 –  $\alpha$  E  $\beta$  PARA ESTACA TIPO RAIZ

Tipo de solo	$\alpha$	$\beta$
Argilas	0,85	1,5
Solos intermediários	0,6	1,5
Areias	0,5	1,5

FONTE: adaptado de Décourt (1996)  
(apud CINTRA; AOKI, 2010)

#### 4.5 MÉTODO DE TEIXEIRA

Teixeira (1996 apud CINTRA; AOKI, 2010) também apresentou um método de predição de capacidade de carga, a qual é estimada em função de dois parâmetros:

$\alpha$  e  $\beta$ . O primeiro é dependente do tipo de estaca e solo (Tabela 10), enquanto o segundo é definido apenas pelo tipo de estaca, sendo que para estacas tipo raiz  $\beta = 6$  kPa. A equação geral é dada por:

$$Q_{ult} = \alpha N_p A_p + \beta N_L UL$$

Onde:

$N_p$  = valor médio de N obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

$N_L$  = valor médio de N ao longo do fuste.

TABELA 10 – PARÂMETRO  $\alpha$

<b>Solo (4 &lt; N &lt; 40)</b>	<b>Estaca raiz <math>\alpha</math> (kPa)</b>
Argila siltosa	100
Silte argiloso	110
Argila arenosa	140
Silte arenoso	160
Areia argilosa	190
Areia siltosa	220
Areia	260
Areia com pedregulhos	290

FONTE: adaptado de Teixeira (1996)  
(apud CINTRA; AOKI, 2010)

## 5 ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA

A NBR 6122 (ABNT, 2010) determina que em obras com número total de estacas raiz igual ou superior a 75 é obrigatória a realização de ensaios de prova de carga para verificação de desempenho dos elementos de fundação. E independentemente do número de estacas, devem ser realizadas provas de cargas quando essas estiverem submetidas a tensões médias admissíveis superiores a 15,5 MPa. Sendo executado um número de ensaios equivalente a no mínimo 1% da quantidade de estacas, arredondando este valor sempre para mais.

Os ensaios de prova de carga podem ser dinâmicos ou estáticos. As provas de carga estáticas, normatizadas pela NBR 12131 (ABNT, 2006) visam avaliar o comportamento da curva carga x deslocamento de uma estaca, através da aplicação de esforços estáticos crescentes (ABNT, 2006). Já as provas de carga dinâmicas verificam o comportamento da interação estaca-solo por meio de um carregamento dinâmico axial, provocado pelo impacto da queda de um martelo a partir de uma altura determinada; gerando uma onda de compressão descendente propagada em direção à ponta da estaca, que permite registrar sinais de força e velocidade, os quais devem ser posteriormente analisados com base nos fundamentos da teoria da equação da onda (GONÇALVES; ANDREO; BERNARDES, 1996).

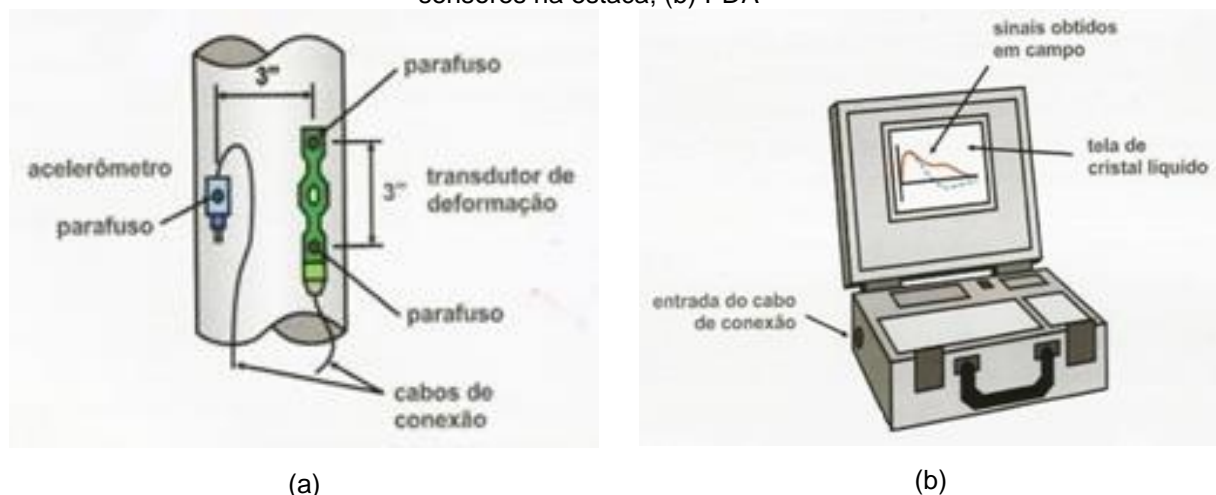
A NBR 13208 (ABNT, 2007) regulamenta o ensaio de carregamento dinâmico (ECD) e apresenta informações sobre aparelhagem, procedimentos para preparação da estaca, execução do ensaio e análises, inclusive especificamente para estacas moldadas *in loco*.

### 5.1 INSTRUMENTAÇÃO

A aquisição dos dados é efetuada por meio de certos equipamentos, como um par de transdutores de deformação e um par de acelerômetros (Figura 15a), fixados próximo ao topo da estaca, de forma diametralmente oposta (ABNT, 2007). Os sinais obtidos são conduzidos por um sistema de cabos de conexão até ao PDA (*Pile Driving Analyzer*), equipamento que converte as medições dos sinais em valores de força e velocidades médias (Figura 15b) (GONÇALVES; ANDREO; BERNARDES, 1996).

As informações armazenadas no PDA são posteriormente processadas por soluções matemática e programas computacionais, como CASE e CAPWAP, conforme indicado na NBR 13208 (ABNT, 2007).

FIGURA 15 – DETALHES DOS EQUIPAMENTOS EMPREGADOS NO ECD: (a) conexão dos sensores na estaca; (b) PDA



FONTE: Gonçalves, Bernardes e Neves, (2007)

## 5.2 TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA

A força provocada pelo impacto do martelo no topo da estaca gerará uma zona comprimida. A deformação causada, por sua vez, produzirá, num próximo momento, uma força de compressão agindo no elemento seguinte, que também se deformará e assim sucessivamente. Essa aceleração das partículas gera uma onda de compressão, propagada com uma velocidade  $c$ , dependente das propriedades do meio (GONÇALVES; ANDREO; BERNARDES, 1996).

Considerando um equilíbrio dinâmico das forças internas e externas em um seguimento da estaca a qualquer instante, chegou-se à expressão diferencial, denominada equação da onda. A qual representa duas ondas ( $f$  e  $g$ ) propagando-se numa mesma velocidade  $c$  e sentidos opostos, após um tempo  $t$  do impacto do martelo (GONÇALVES; ANDREO; BERNARDES, 1996).

$$u(x, t) = f(x - ct) + g(x + ct)$$

As ondas de reflexão, ou seja, ascendentes são ocasionadas e fornecem informações a respeito dos efeitos externos e internos, como variação de camadas,

atrito lateral, condições de contorno abaixo da ponta, entre outros (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998).

### 5.3 ANÁLISE DOS REGISTROS E PROCESSAMENTO DOS DADOS

Como brevemente abordado anteriormente, a NBR 13208 (ABNT, 2007) aponta duas metodologias de processamento das informações: o método simplificado do tipo CASE e a análise numérica rigorosa, do tipo CAPWAP. A norma ainda exige que para cada estaca ensaiada, seja conduzida ao menos uma análise numérica rigorosa, para assegurar a representatividade dos resultados.

#### 5.3.1 Método CASE

O método CASE é uma solução matemática que possibilita a determinação do valor de carga total mobilizada. É um método bastante simples, que pode ser aplicado inclusive durante a execução do ensaio, fornecendo em tempo real a estimativa da capacidade de carga estática (VELLOSO; LOPES, 2010).

Algumas hipóteses simplificadoras são adotadas neste método, como o solo sendo idealmente plástico e a estaca um meio uniforme, com comportamento elástico ideal (GONÇALVES; ANDREO; BERNARDES, 1996). A resistência total  $R_T$  é obtida somando-se o atrito lateral e a resistência de ponta e pode ser dividida em duas parcelas: uma estática  $R_S$  e outra dinâmica  $R_D$ , conforme abaixo:

$$R_T = R_S + R_D$$

A parcela dinâmica é dependente da velocidade da ponta da estaca  $v_p$ , de um fator de amortecimento do solo  $J_c$ , apresentado na Tabela 11 – que embora seja descrita na literatura, não apresenta validação experimental – no local de embutimento da ponta, além do módulo de elasticidade  $E$  e área da seção transversal  $A$ .

$$v_p = 2 \times V_1 - R_T \times c/EA$$

$$R_D = J_c \times \frac{EA}{c} \times v_p = J_c \times \left[ 2 \times \frac{EA}{c} \times V_1 - R_T \right]$$

Se em  $t_1 = 0$  não houver ondas ascendentes de reflexões, força e velocidade serão proporcionais para a partícula (sendo  $F_1$  e  $V_1$ , a força e a velocidade no tempo  $t_1$ ), resultando em:

$$R_D = J_c \times [2 \times F_1 - R_T]$$



Portanto, a resistência estática é determinada pela diferença de  $R_T$  e  $R_b$ .

$$R_S = R_T - J_c \times [2 \times F_1 - R_T]$$

TABELA 11 – VALORES DE  $J_c$

Tipo de Solo	$J_c$
Areia pura	0,10 – 0,15
Areia siltosa	0,15 – 0,25
Silte	0,25 – 0,40
Argila siltosa	0,40 – 0,70
Argila	0,70 – 1,00

FONTE: Niyama, Aoki e Chamecki (1998)

### 5.3.2 Análise CAPWAP / DLTWAVE (TNO)

O método numérico CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) é recomendado para a análise dos dados do ensaio de carregamento dinâmico pela NBR 13208 (ABNT, 2007). Este programa computacional utiliza os registros de força e velocidade obtidos no topo da estaca para determinar a sua capacidade de carga (GONÇALVES; ANDREO; BERNARDES, 1996).

O programa computacional TNOWAVE (1978), desenvolvido pela empresa holandesa TNO, e seu módulo DLTWAVE (1982), lançado posteriormente pela mesma empresa, também são empregados para a determinação da capacidade de carga, a partir das informações registradas no PDA (MIDDENDORP, 2004).

Este é um método de análise semelhante ao CAPWAP, sendo que ambos podem ser aplicados paralelamente ao método CASE, são baseados na solução teórica da equação da onda (PITZ, 2014) e obtém os resultados por meio de iterações, para convergir os valores calculados pelo modelo com o medido em campo (SALDÍVAR, 2008; GONÇALVES; ANDREO; BERNARDES, 1996). Middendorp (2004) apresenta resultados muito próximos obtidos com o CAPWAP e o TNOWAVE, aplicando-se os mesmos parâmetros iniciais para ambos os modelos.

Já Middendorp e Verbeek (2007) mencionam casos em que as predições por CAPWAP e TNOWAVE forneceram resultados diferentes, mas que ainda sim, ambos os programas foram considerados adequados para determinação de capacidade de carga em ensaios dinâmicos, uma vez que o processo de convergência dos sinais medidos com os calculados não produz uma solução única.

Sendo possível, até mesmo, que dois operadores diferentes possuam uma interpretação desigual dos resultados utilizando o mesmo sistema. Por esta razão, Middendorp e Verbeek (2007) enfatizam que a qualidade das predições é altamente dependente da competência do operador, para ambos os sistemas.

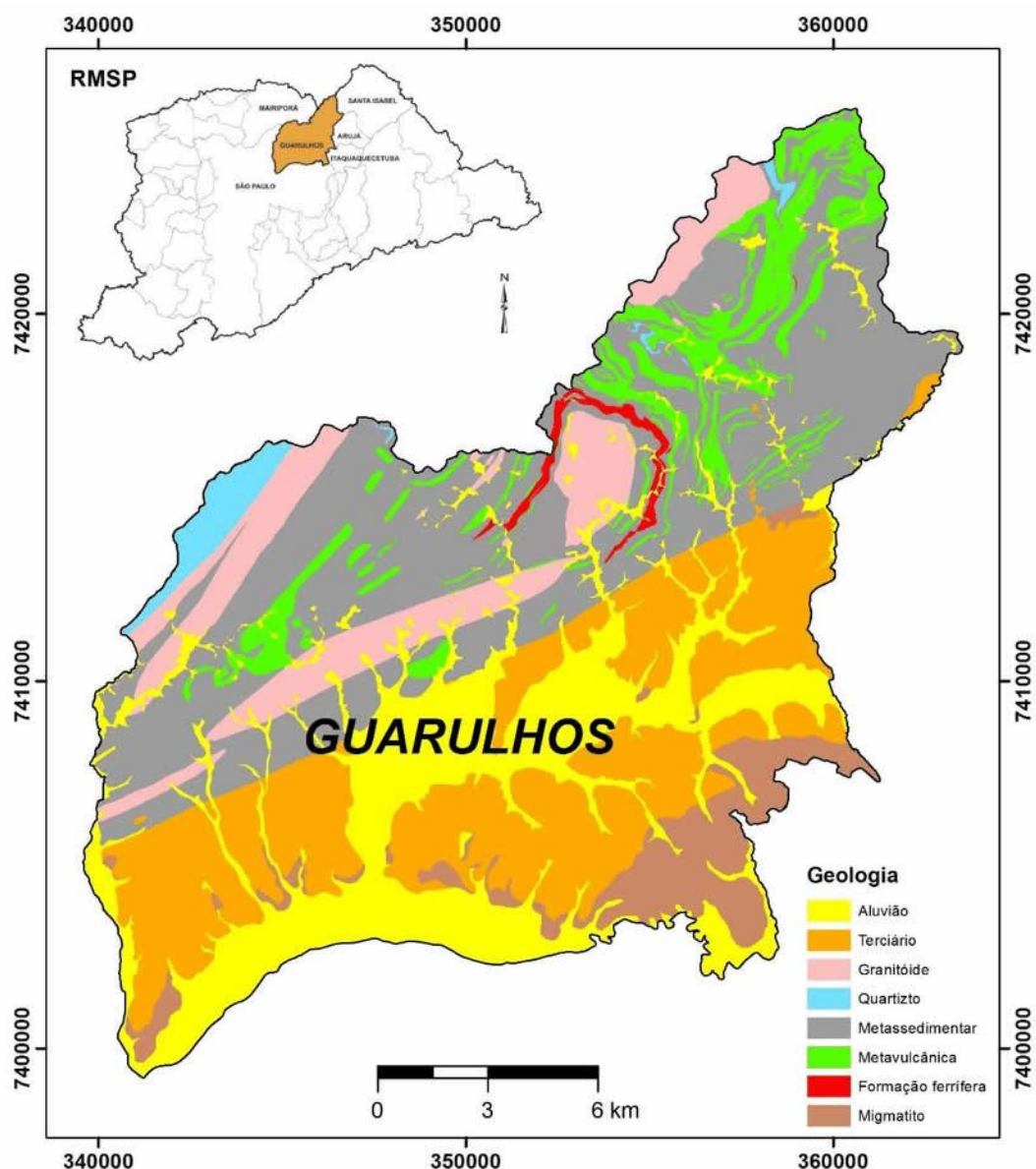
#### 5.4 LIMITAÇÕES DO MÉTODO

Middendorp, van Ginneken e van Foeken (2000) citam algumas adversidades enfrentadas na predição acurada de capacidade de carga pelo ensaio de carregamento dinâmico, especialmente em relação a estacas moldadas *in loco*. Dentre as quais estão a dificuldade de determinar a área transversal da estaca **A** e o módulo de elasticidade **E**, o qual é dependente da idade e qualidade da argamassa e não é um valor constante. Em geral, pode-se dizer que a argamassa em contato com o solo tem uma qualidade inferior àquela no centro da estaca.

As variações na seção transversal, muito comuns em estacas moldadas *in loco*, e do módulo **E** afetam as ondas medidas e, conseqüentemente, podem prejudicar a precisão dos resultados. Há também a possibilidade do impacto causado pelo martelo danificar a cabeça das estacas, se este não for guiado corretamente e atingí-la de maneira excêntrica (MIDDENDORP; VAN GINNEKEN; VAN FOEKEN, 2000).



FIGURA 17 – MAPA GEOLÓGICO DO MUNICÍPIO DE GUARULHOS/SP



FONTE: Laboratório de Geoprocessamento UNG (apud BRAGA; PELOGGIA; OLIVEIRA, 2016)

## 6.2 COLETA DE DADOS

### 6.2.1 Características das estacas

As estacas raiz analisadas possuem resistência fck de 25 MPa e diâmetros de 410 mm nos trechos iniciais perfurados com revestimento recuperável e 305 mm nos trechos finais sem revestimento, em solo mais rijo. Foram executadas com pressão de injeção de argamassa de 1 kgf/cm<sup>2</sup> e possuem comprimentos variáveis conforme a Tabela 12.

TABELA 12 – COMPRIMENTOS DAS ESTACAS POR TRECHOS DE DIFERENTES DIÂMETROS

<b>Estaca</b>	<b>Comp. D = 410 mm (m)</b>	<b>Comp. D = 310 mm (m)</b>	<b>Comp. Total no Terreno (m)</b>
Estaca 01	14,80	8,80	23,60
Estaca 02	6,10	14,50	20,60
Estaca 03	14,00	12,00	26,00
Estaca 04	20,50	7,10	27,60
Estaca 05	10,70	9,20	19,90
Estaca 06	15,60	8,30	23,90
Estaca 07	2,00	16,14	18,14
Estaca 08	16,30	7,75	24,05
Estaca 09	7,00	10,40	17,40
Estaca 10	11,50	9,27	20,77

### 6.2.2 Sondagens SPT

Foram coletados nove perfis de sondagem SPT, correspondentes a cada uma das estacas, sendo que as estacas 09 e 10 foram analisadas segundo o mesmo perfil SPT. A estratigrafia do solo local mostrou-se bastante variada, havendo a presença de areia, areia argilosa, silte, silte argiloso e arenoso, argila, argila arenosa e siltosa. Foi identificada também, na maior parte dos perfis de sondagem – com exceção daqueles relativos às estacas 03, 05 e 08 – a presença de alteração de rocha granítica, em geral localizada na base da estaca. O solo predominante nos ensaios relativos às estacas 03 e 04 é argiloso, enquanto nas estacas 06 e 08 é siltoso, nos demais predomina a presença de areia.

Os relatórios de ensaio correspondentes às estacas 04 e 08 apontam que o solo se tornou impenetrável ao SPT antes de atingir a profundidade da ponta da estaca. O limite do ensaio se estabeleceu a 0,40 m e 6,75 m, acima da cota final do elemento de fundação, para as estacas 04 e 08, respectivamente. Os perfis de sondagem podem ser observados no Anexo A.

### 6.2.3 Ensaio de prova de carga

A capacidade de carga das estacas apresentadas foi testada por provas de carga dinâmicas, segundo as normas técnicas e informações apresentadas anteriormente. Igualmente, os resultados foram obtidos por meio do método CASE,

combinado com análises DLTWAVE, previamente comentados. Os resultados de resistência estática máxima ( $R_{sm\acute{a}x}$ ) estão representados na tabela seguinte.

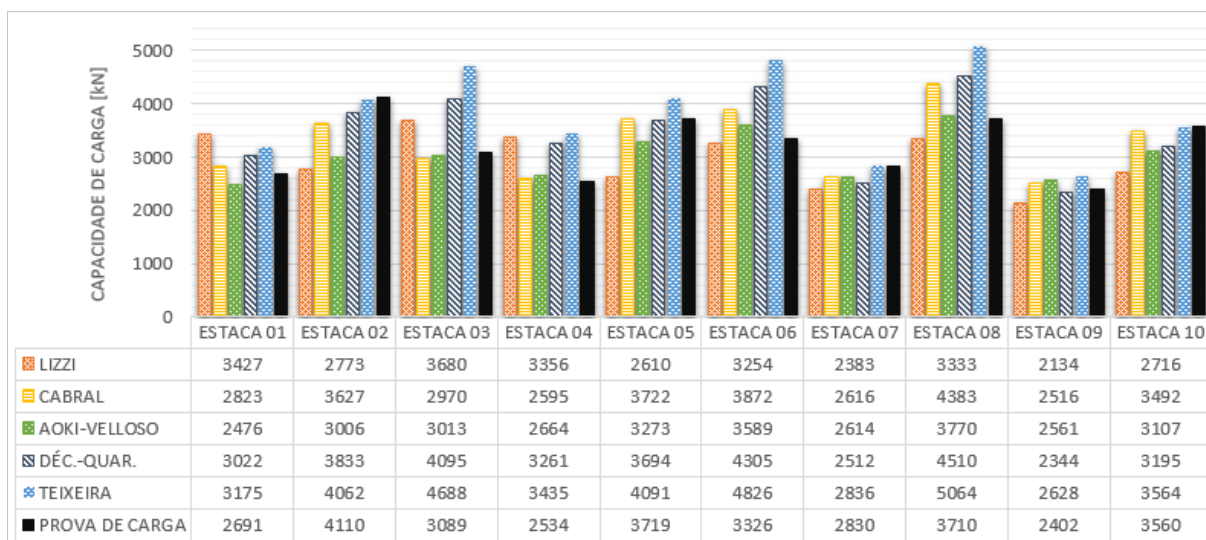
TABELA 13 - RESISTÊNCIA ESTÁTICA MÁXIMA POR ESTACA

Estaca	$R_{sm\acute{a}x}$ (kN)
Estaca 01	2691
Estaca 02	4110
Estaca 03	3089
Estaca 04	2534
Estaca 05	3719
Estaca 06	3326
Estaca 07	2830
Estaca 08	3710
Estaca 09	2402
Estaca 10	3560

### 6.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

As previsões de capacidade de carga foram determinadas através dos métodos propostos: Lizzi (1982); Cabral (1986); Aoki-Velloso (1975) ( $F_1 = 2,0$ ;  $F_2 = 4,0$ ); Décourt-Quaresma (1978); e Teixeira (1996). Os resultados obtidos pelas formulações semi-empíricas – apresentados na Figura 18, expressos em kN – foram também comparados aos valores fornecidos pela prova de carga dinâmica.

FIGURA 18 – PREVISÕES DE CAPACIDADE DE CARGA POR MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS



Nenhum dos métodos apresenta parâmetros para solo de alteração de rocha ou rocha (impenetrável ao SPT), portanto para efeitos de cálculo assumiu-se nos trechos com estas características, parâmetros relativos a areia ou solo cascalhoso.

As Figuras 19 e 20 permitem verificar que os métodos de Aoki-Velloso (1975) e de Lizzi (1982), em geral, apresentam os resultados mais conservadores, com valores, em sua maioria, inferiores aos identificados na prova de carga. Porém as capacidades de carga determinadas por Aoki-Velloso (1975) se aproximam mais destes valores de referência. Em contraposto, o método de Teixeira (1996) apresenta resultados sempre superiores aos da prova de carga, com a única exceção da estaca 02, em que exhibe valores ligeiramente inferiores. Entretanto, vale ressaltar que para a metade das estacas analisadas, este método apontou valores com diferenças de no máximo 10% aos da prova de carga, conforme a Figura 20.

Os resultados por Décourt-Quaresma (1978), bem como por Cabral (1986), variaram igualmente entre superiores e inferiores aos da prova de carga, entretanto, o segundo método claramente apresenta valores mais próximos aos obtidos pela prova de carga dinâmica. Em seis dos dez resultados analisados pelo método de Cabral (1986), a diferença aos resultados da prova de carga é inferior ou igual a 5%. Por fim, destacam-se, em geral, como extremos superiores os resultados determinados por Teixeira (1996) e como inferiores aqueles determinados por Lizzi (1982).

FIGURA 19 - COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS PROPOSTOS E A PROVA DE CARGA

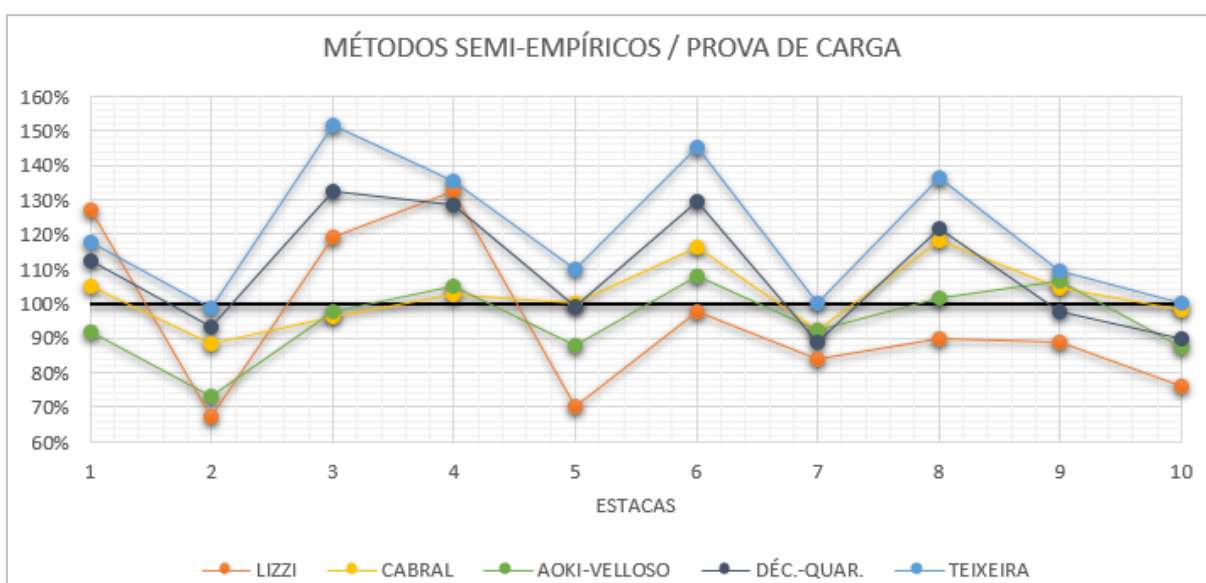
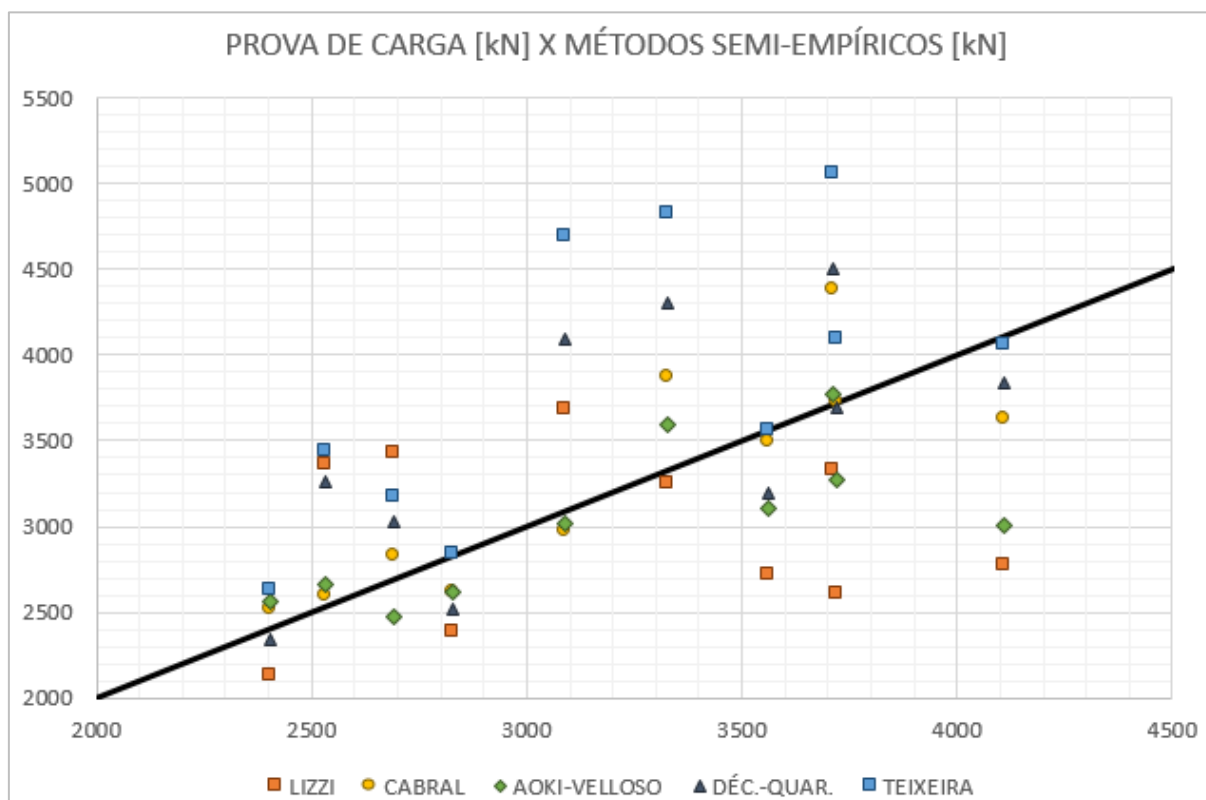


FIGURA 20 – COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS PROPOSTOS E A PROVA DE CARGA



A Tabela 14 apresenta os valores discretizados de capacidade de carga devido a parcela do atrito lateral e de ponta. Observa-se que o método de Lizzi (1982) é o único que não possui parcela de resistência de ponta. Em contrapartida, o método de Aoki-Velloso (1975) é, dentre todos os métodos analisados, o que a parcela de resistência última de ponta é a mais significativa, chegando até mesmo a ser superior à parcela de atrito lateral em alguns casos – estacas 07, 09 e 10.

Pode-se verificar também que o método de Aoki-Velloso (1975) se mostra bastante sensível em relação à classificação do solo, como observado em uma comparação da resistência de ponta entre estacas 02 e 07, ambas ancoradas em solo com SPT = 40 e com mesmo diâmetro na ponta ( $\phi = 310$  mm), cuja camada de solo no nível da base é classificada como areia argilosa e areia, respectivamente e que apresentam, devido unicamente a esta distinção na classificação do solo, uma diferença de resistência de 584 kN.

Embora em menor escala, se comparados ao método de Aoki-Velloso (1975), os métodos de Cabral (1986) e de Teixeira (1996) também apresentam sensibilidade em relação ao tipo de solo na camada de ponta, conforme pode ser observado nas mesmas estacas 02 e 07. Já o método de Décourt-Quaresma (1978) apresenta uma



sensibilidade reduzida em relação a este fator, devido ao fato de classificar o solo em apenas quatro categorias (argila, silte argiloso, silte arenoso e areia), diferentemente dos demais métodos, exceto Lizzi (1982), que apresentam no mínimo oito classificações diferentes.

TABELA 14 – VALORES DE Q<sub>L</sub> E Q<sub>P</sub>

ESTACAS	LIZZI		CABRAL		AOKI-VELLOSO		DÉC.-QUAR.		TEIXEIRA	
	Q <sub>L</sub> (kN)	Q <sub>P</sub> (kN)	Q <sub>L</sub> (kN)	Q <sub>P</sub> (kN)	Q <sub>L</sub> (kN)	Q <sub>P</sub> (kN)	Q <sub>L</sub> (kN)	Q <sub>P</sub> (kN)	Q <sub>L</sub> (kN)	Q <sub>P</sub> (kN)
ESTACA 01	3427	0	2427	396	1818	658	2584	438	2605	570
ESTACA 02	2773	0	3100	527	2129	877	3248	585	3507	555
ESTACA 03	3680	0	2282	688	1552	1461	3510	585	3928	760
ESTACA 04	3356	0	2028	567	1458	1206	2779	482	2736	699
ESTACA 05	2610	0	3129	593	2122	1151	3036	658	3236	855
ESTACA 06	3254	0	3098	774	1945	1644	3647	658	3872	954
ESTACA 07	2383	0	1928	688	1153	1461	1927	585	1988	848
ESTACA 08	3333	0	3609	774	2126	1644	3852	658	4110	954
ESTACA 09	2134	0	1777	739	990	1571	1716	628	1717	911
ESTACA 10	2716	0	2753	739	1536	1571	2567	628	2653	911

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS RESULTADOS

Os resultados obtidos permitem a análise da influência de diversos parâmetros nos métodos semi-empíricos de predição de capacidade de carga das estacas tipo raiz e outras considerações, as quais serão subdivididas de modo a facilitar o entendimento.

Em relação a validação de um método como absoluto na predição de capacidade de carga para estacas raiz, pode-se afirmar que:

- Não é possível realizar tal validação, uma vez que nenhum método apresentou resultado mais próximo aos da prova de carga para todas as estacas analisadas. Além de carecer de estudos relativos à aplicação dos métodos em outros tipos de solo, ou condições das estacas;
- Entretanto, nas condições de solo e de características das estacas estudadas, o método de Aoki-Velloso (1975) e, especialmente, o de Cabral (1986) apresentaram os resultados mais próximos aos das provas de carga.

Com relação aos métodos específicos para estacas raiz, concluí-se que:

- O método de Lizzi (1982), para as estacas nas condições analisadas, não apresentou resultados muito similares aos da prova de carga, sendo que em sete, das dez estacas, forneceu o resultado mais conservador dentre todos os métodos;
- O método da Cabral (1986) apresentou valores bastante satisfatórios, nas condições analisadas.

Quanto a influência do número SPT e o tipo de solo, pode-se concluir que:

- O valor do SPT tem uma influência muito elevada na determinação da capacidade de carga de uma estaca. Este fato fica claro quando observados, por exemplo, os resultados das provas de carga da estaca 04, de 27,6 m de profundidade e SPT médio de 16 (2534 kN), e a estaca 07, 9,5 m menor que a primeira e SPT médio de 22 (2830 kN);
- O tipo de solo é um parâmetro presente nas considerações de todos os métodos semi-empíricos e a ausência de parâmetros específicos para

solos de alteração de rocha pode ter prejudicado a concordância de valores de alguns métodos aos previstos pela prova de carga.

Em relação a utilização dos resultados das provas de carga dinâmica como referência para análise dos métodos semi-empíricos, pode-se afirmar que:

- É válida a utilização dos resultados apenas para fins da ordem de grandeza das resistências, uma vez que este tipo de ensaio é um meio indireto de obtenção dos valores de capacidade de carga, dependendo da análise de equação da onda para fornecer um valor aproximado da capacidade real;
- A comparação entre os valores determinados pela prova de carga dinâmica e os métodos semi-empíricos produziu resultados coerentes. Entretanto, é válido lembrar que as estacas tipo raiz, em geral, possuem o fuste irregular, devido a expulsão da água sob pressão por fora do encamisamento. Uma característica própria deste tipo de fundação, que promove maior resistência por atrito lateral, mas que, em contrapartida, pode afetar a qualidade dos resultados em um ensaio de prova de carga dinâmica;
- Portanto, a realização de mais testes por ensaios de carregamento estáticos, em que a seção transversal **A** e o módulo de elasticidade **E** não gerem grandes influências nos resultados, seria de grande valia para a confirmação das análises.

Sobre as principais influências observadas em cada método, pode-se citar:

- A ausência da consideração direta do número do SPT, pode ter ocasionado o subdimensionamento de estacas em solo de alteração de rocha ou areias muito rijas no método de Lizzi (1982). Este é também o único método, dentre os analisados, que não considera carga de ponta, o que novamente pode ter levado ao subdimensionamento das estacas engastadas em solo rijo;
- O método de Cabral (1986), desenvolvido especialmente para estacas tipo raiz, é o único que considera como parâmetro de cálculo a pressão de injeção da argamassa, a qual, no momento da execução das estacas, deve ser condizente com a de cálculo, para que a capacidade de carga real seja próxima à prevista;

- A parcela de resistência de ponta é mais significativa no método de Aoki-Velloso (1975), do que em qualquer outro método analisado. Também é um método bastante sensível à variação da classificação do solo;
- Os métodos de Décourt-Quaresma (1978) e de Teixeira (1996) apresentaram padrões de comportamento muito similares. Sendo que, em geral, para estacas cuja maior parte de seu comprimento encontrava-se em solo arenoso, forneceram resultados bastante concordantes aos da prova de carga (diferença máxima de 20%). Já as estacas em solo argiloso (estacas 03 e 04) apresentaram grandes diferenças aos da prova de carga – em média 31% acima, para Décourt-Quaresma (1978), e 44% para Teixeira – bem como as estacas em solo siltoso (estacas 06 e 08) – em média 26% e 41% acima, respectivamente. Entretanto, é importante ressaltar que para validar a hipótese de que os métodos são adequados para um tipo de solo e menos coerentes para outros, são necessários mais testes e análises.

Por fim, como recomendações para trabalhos futuros, sugere-se:

- Executar análises para estacas em outras regiões do país e em outras características de solo;
- Analisar estacas com outros diâmetros e diâmetros constantes ao longo do fuste;
- Comparar as predições por métodos semi-empíricos aos resultados de provas de carga estáticas e/ou provas de carga levadas até a carga limite;
- Verificar a validação das considerações deste trabalho também para estacas flutuantes, ou seja, não ancoradas em solo rijo.

## REFERÊNCIAS

ABRAHÃO, R. A.; VELLOSO, D de. A. Fundações. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. de (Ed.). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: ABGE, 1998. Cap. 23. p. 381-396.

ALONSO, U. R. Estacas moldadas “in loco”: Estacas Injetadas. In: HACHICH, W. et al (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 9. p. 361-372.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: E. Bluncher, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA (ABEF). **Manual de Execução de Fundações e Geotecnia: Práticas Recomendadas**. São Paulo: Pini, 2012. 499 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio**. 2 ed. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208: Estacas- Ensaio de carregamento dinâmico**. 2 ed. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ATKINSON, J. **An introduction to the mechanics of soils and foundations: Through critical state soil mechanics**. 1st ed. London; New York: McGraw-Hill Book Co, 1993.

BRAGA, E ; PELOGGIA, A. U. G.; OLIVEIRA, A. M. dos S. Análise de risco geológico em encostas tectônicas urbanas: O caso do Jardim Fortaleza (Guarulhos, SP, Brasil). **Revista UNG – Geociências**, Guarulhos, v. 15, n. 1, p.27-42, 2016. Anual. Disponível em: <<http://revistas.ung.br/index.php/geociencias/issue/view/101>>. Acesso em: 20 out. 2017.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

CRUZ JUNIOR, A. J. da. **Instrumentação de fundações estacadas**. 2016. 208 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil (EEC), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: Estacas. In: HACHICH, W. et al (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 8. p. 163-196.

FALCONI, F. F. et al. Fundações Profundas em São Paulo. In: NEGRO, A. et al (Ed.). **Seminário Twin Cities**: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: D'livros, 2012. Cap. 11. p. 290-294.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; BERNARDES, G. de P. **Ensaio de Carregamento Dinâmico**. São Paulo: E. Benaton, 1996. 264 p.

GONÇALVES, C.; BERNARDES, G. de P.; NEVES, L. F. de S. **Estacas pré-fabricadas de concreto**: teoria e prática. 1 ed., 2007. 590 p.

GRAÇA, B. A. et al. Condicionantes geoambientais no processo histórico da ocupação territorial do município de Guarulhos, estado de São Paulo, Brasil. **Revista UNG – Geociências**, Guarulhos, v. 6, n. 1, p.163-190, 2007. Anual. Disponível em: <<http://revistas.ung.br/index.php/geociencias/article/view/141>>. Acesso em: 20 out. 2017.

MIDDENDORP, P. Thirty years of experience with the wave equation solution based on the method of the characteristics. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE

APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 7., 2004, Kuala Lumpur, Malaysia. **Proceedings...** Kuala Lumpur, 2004.

MIDDENDORP, P.; van GINNEKEN, G.J.J.; van FOEKEN, R.J. The advantages and disadvantages of dynamic load testing and static load testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 6., 2000, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo, 2000. Disponível em: <<https://www.profound.nl/newart9.php>>. Acesso em: 01 set. 2017.

MIDDENDORP, P.; VERBEEK, G. **The Reliability of DLTWAVE**. Waddinxveen, NL: Profound BV, 2007. 10 p. Disponível em: <<https://www.profound.nl/newart20.php>>. Acesso em: 01 set. 2017.

MONTICELI, J. J.; TRESSOLDI, M.(Org.). **Diretrizes para classificação de sondagens**: 1ª tentativa. São Paulo: ABGE, 2013. 118 p.

NABAIS, R. J. da S. (Org.). **Manual básico de engenharia ferroviária**. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

NIYAMA, S; AOKI, N; CHAMECKI, P.R. Verificação de desempenho. In: HACHICH, W. et al (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 20. p. 723-748.

PITZ, D. **Avaliação do potencial de uso de estacas em plástico reciclado para aplicações em fundações profundas**. 2014. 173 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014. Disponível em: < <http://acervodigital.ufpr.br/handle/1884/36787>>. Acesso em: 25 ago. 2017.

SALDÍVAR, R. E. R. **Retroanálise probabilista aplicada à análise dinâmica da cravação de estacas**. 2008. 159 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-15092008-145721/pt-br.php>>. Acesso em: 25 ago. 2017.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics**: The main tests. New York: Taylor & Francis, 2009.

SOUZA, L. A. P. de; SILVA, R. F. da; IYOMASA, W. S. Métodos de Investigação. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. de (Ed.). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: ABGE, 1998. Cap. 11. p. 381-396.

STUCCHI, F. R.; CEPOLLINA, M.; MOTA, N. M. B.; ROECKER, R. B. Estacas raiz: surgimento e desenvolvimento da estaca raiz (Pali Radice). **Fundações & Obras Geotécnicas**, São Paulo, v. 5, n. 48, p. 74-86, 2014.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.











