

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI
CAMPUS ALTO PARAPEBA

DOUGLAS ANDRETO SILVA CRUZ

MARCELO VALE ALVES

**ANÁLISE DE PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL ATRAVÉS
DOS MÉTODOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO DE
CAPACIDADE DE CARGA**

OURO BRANCO - MG

JULHO - 2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI
CAMPUS ALTO PARAPEBA

DOUGLAS ANDRETO SILVA CRUZ

MARCELO VALE ALVES

**ANÁLISE DE PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL ATRAVÉS
DOS MÉTODOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO DE
CAPACIDADE DE CARGA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São João del-Rei, como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Neves Duarte

OURO BRANCO - MG

JULHO - 2018

Ficha catalográfica elaborada pela Divisão de Biblioteca (DIBIB)
e Núcleo de Tecnologia da Informação (NTINF) da UFSJ,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

C957a Cruz, Douglas Andreto Silva , Alves, Marcelo Vale.
Análise de prova de carga bidirecional através
dos métodos analíticos de cálculo de capacidade de
carga / Douglas Andreto Silva Cruz, Marcelo Vale
Alves; orientador Leandro Neves Duarte. -- Ouro
Branco, 2018.
55 p.

Trabalho de Conclusão (Graduação - Engenharia
Civil) -- Universidade Federal de São João del-Rei,
2018.

1. Prova de carga bidirecional. 2. Célula de
expansão. 3. Capacidade de carga. 4. Métodos
analíticos. 5. Índice de resistência a penetração
NSPT. I. Duarte, Leandro Neves, orient. II. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI

CAMPUS ALTO PARAPEBA

DECLARAÇÃO DE APROVAÇÃO

Título: ANÁLISE DE PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL ATRAVÉS DOS MÉTODOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA

Autores:

Douglas Andreto Silva Cruz;

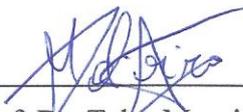
Marcelo Vale Alves.

Aprovada como parte das exigências para obtenção do diploma de Bacharel em Engenharia Civil.



Prof. Dr. Leandro Neves Duarte – UFSJ

(Orientador)



Prof. Dr. Tales Moreira de Oliveira – UFSJ

(Avaliador Interno)



Dr. Luís Otávio Rigueira Santiago

(Avaliador Externo)

Ouro Branco-MG, 12 de julho de 2018.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por ter me dado saúde, inteligência e força para seguir firme diante das dificuldades.

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Leandro Neves Duarte, pela sabedoria, atenção e paciência com que nos guiou nesta nossa trajetória.

Ao Prof. Tales Moreira de Oliveira, pelo apoio e atenção dado quando solicitado.

Ao Grupo INFRAGEO que nos enriqueceu com conhecimento e possibilitou a realização desse estudo.

À Arcos Engenharia que nos forneceu dados e informações indispensáveis para a realização do estudo.

À Ideal Consultoria Júnior pelo conhecimento adquirido durante o tempo em que fui membro.

Aos antigos e novos amigos, em especial aos amigos da República Milton Turas, que foram minha família durante esses cinco anos.

À minha família, que sempre me deu apoio em seguir uma vida de estudo, que sempre me apoiou nos momentos mais difíceis que passei e que é a verdadeira responsável por eu estar apresentando esse trabalho.

Enfim, a todos os que de alguma forma contribuíram para a realização desta pesquisa.

RESUMO

A fundação, por ser considerada uma das partes mais importantes de uma estrutura, requer uma elevada gama de informações a respeito das características do subsolo, visando seu correto dimensionamento, a fim de assegurar que o solo seja capaz de suportar as cargas aplicadas pela estrutura, sem deformação excessiva, mantendo sua resistência e estabilidade. A prova de carga estática é um dos métodos que nos permite estudar o comportamento do solo e da reação entre a fundação e o subsolo. Atualmente, o modelo de prova de carga estática convencional ainda é um dos mais utilizados em todo o mundo, porém ele pode ser substituído pela prova de carga estática com célula hidro-expansiva (ou prova de carga bidirecional Arcos), que apresenta vantagens como economia, segurança e velocidade na execução. O trabalho visa estudar os resultados de provas de carga bidirecional, executadas na região de São Paulo-SP, e comparar com valores obtidos através de métodos analíticos, que utilizam correlações com o índice de resistência a penetração N_{SPT} para determinar a capacidade de carga do solo. Tal procedimento tem por finalidade identificar quais métodos analíticos, de previsão de capacidade de carga, mostrarão resultados mais coerentes com os obtidos nas provas de carga bidirecional, dos casos estudados.

Palavras-chave: Prova de carga bidirecional. Célula de expansão. Capacidade de carga. Métodos analíticos. Índice de resistência a penetração N_{SPT} .

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Equipamento de sondagem SPT	17
Figura 2 - Processo executivo de estacas tipo hélice-contínua.....	19
Figura 3 - Estaca submetido à carga de ruptura por compressão	21
Figura 4 - Prova de carga convencional	24
Figura 5 - Representação da prova de carga bidirecional.....	26
Figura 6 - Detalhes da prova de carga bidirecional	26
Figura 7 – Método de Norma	28
Figura 8 - Perfil do subsolo da região estudada.....	29

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Quantidade de prova de carga estática	25
Tabela 2- Resultados encontrados na pesquisa.....	30
Tabela 3 - Valores de F1 e F2 (Aoki Velloso)	34
Tabela 4 - Valores de K e α (Aoki e Velloso)	35
Tabela 5 - Valores de K e α (Laprovitera e Benegas)	35
Tabela 6 - Valores de F1 e F2 (Laprovitera e Benegas).....	36
Tabela 7 - Valores de K e α (Monteiro)	36
Tabela 8 - Valores de F1 e F2 (Monteiro).....	37
Tabela 9 - Valores de K em função do tipo de estaca (Décourt-Quaresma)	37
Tabela 10 - Valores de atrito médio (Décourt-Quaresma)	37
Tabela 11 - Valores de α (Teixeira).....	38
Tabela 12 - Valores de β (Teixeira).....	38
Tabela 14 - Valores de a, b, a', b' (Velloso)	40
Tabela 15 - Valores de $\beta'1$ e $\beta'2$ (Velloso e Lopes)	40
Tabela 16 - Carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos e da prova de carga A	42
Tabela 17 - Carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos e da prova de carga B.....	44
Tabela 18- Carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos e da prova de carga C	46

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva de Carga vs Deslocamento (Fuste) da prova de carga A.....	42
Gráfico 2 - Comparação entre métodos semi-empíricos com a prova de carga A	43
Gráfico 3 - Curva de Carga vs Deslocamento (Fuste) da prova de carga B	44
Gráfico 4 - Comparação entre métodos semi-empíricos com a prova de carga B	45
Gráfico 5 - Curva de Carga vs Deslocamento (Fuste) da prova de carga C.....	46
Gráfico 6 - Comparação entre métodos semi-empíricos com a prova de carga C	47

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABELAS	VII
LISTA DE GRÁFICO	VIII
1 INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS.....	14
1.1.1 OBJETIVO GERAL.....	14
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO	15
2.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	15
2.1.1 STANDARD PENETRATION TEST	16
2.2 FUNDAÇÃO PROFUNDA	17
2.2.1 ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA.....	18
2.3 CAPACIDADE DE CARGA.....	19
2.3.1 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.....	20
2.3.1.1 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975).....	21
2.3.1.2 CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)	22
2.3.1.3 CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)	22
2.3.1.4 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA VERSÃO INICIAL (1978)	22
2.3.1.5 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA SEGUNDA VERSÃO (1982)	23
2.3.1.6 TEIXEIRA (1996)	23
2.3.1.7 MÉTODO DE VELLOSO (1981)	23
2.3.1.8 MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL (1996)	23
2.3.2 PROVA DE CARGA CONVENCIONAL.....	24
2.3.3 PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL.....	25

2.3.4	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DA NBR 6122	27
2.3.5	ESTADO DA ARTE	28
3	MATERIAIS E MÉTODOS	31
3.1	DADOS DA PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL.....	31
3.1.1	PROVA DE CARGA A	31
3.1.2	PROVA DE CARGA B	31
3.1.3	PROVA DE CARGA C	32
3.2	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DA NBR 6122	32
3.3	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	
	33	
3.3.1	MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)	34
3.3.2	CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)	35
3.3.3	CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997).....	36
3.3.4	MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA VERSÃO INICIAL (1978)	37
3.3.5	MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA SEGUNDA VERSÃO (1982)	38
3.3.6	TEIXEIRA (1996).....	38
3.3.7	MÉTODO DE VELLOSO (1981).....	39
3.3.8	MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL (1996).....	40
3.4	PROCESSAMENTO DOS DADOS	40
4	ANÁLISE E DISCUÇÃO DOS RESULTADOS	42
4.1	PROVA DE CARGA A	42
4.2	PROVA DE CARGA B.....	43
4.3	PROVA DE CARGA C	45
4.4	RESULTADOS ENCONTRADOS E ESTUDOS RELACIONADOS.....	47
5	CONCLUSÃO.....	50

6	REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO	51
7	ANEXOS	53
7.1	ANEXO A – PROVA DE CARGA A	53
7.2	ANEXO B- PROVA DE CARGA B	54
7.3	ANEXO C - PROVA DE CARGA C.....	55

1 INTRODUÇÃO

As fundações podem ser consideradas a parte mais importante de uma estrutura. São elas as responsáveis por suportar e transmitir ao solo as cargas provenientes da edificação. Por se relacionarem com elementos e materiais da natureza (solos e rochas), que são elementos imprevisíveis, a engenharia de fundações torna-se uma ciência não exata, onde os riscos são iminentes.

Diante disso, é de suma importância possuir uma gama elevada de informações a respeito da composição e das características do subsolo para o correto dimensionamento da fundação de maneira a assegurar que o solo seja capaz de suportar as cargas aplicadas sem deformação excessiva, mantendo sua resistência e estabilidade. O que significa mais segurança, conforto e economia para a obra.

A prova de carga estática é um dos métodos mais utilizado na engenharia de fundações para obter dados sobre subsolo que será implantado a estrutura. O ensaio consiste basicamente em uma aplicação de esforços estáticos crescente em uma determinada estaca, por meio de macacos hidráulicos, fornecendo dados importantes como o comportamento estaca-solo, capacidade de carga e deslocamentos dos elementos da fundação.

Apesar de sua eficiência e seu grande uso, foi desenvolvida em 1980 a prova de carga estática com célula hidro-expansiva (prova de carga bidirecional Arcos).

Idealizada por Silva e divulgado em 1983, a prova de carga bidirecional Arcos se difere da prova de carga convencional ao se instalar uma célula hidro-expansiva ou CED (célula estática descartável) ao longo do fuste da estaca, dispensando o sistema de ancoragem. Ao se dispensar esse sistema de ancoragem a metodologia se torna mais vantajosa em aspectos como segurança, rapidez de instalação, execução e economia.

Em contrapartida, os resultados obtidos da prova da carga bidirecional apresentam uma interpretação mais complexa, com gráficos de Carga vs Deslocamento que não seguem um mesmo padrão de ensaio para ensaio, tendo casos de rompimento apenas de ponta, rompimento apenas lateral e rompimento de ponta e lateral.

Esse diferencial se deve ao posicionamento da célula de expansão, que deve ser instalada em uma cota em que a resistência de ponta e fuste inferior seja igual à resistência do fuste superior da estaca, resultando no rompimento conjunto do sistema. O posicionamento da

célula é determinado a partir dos resultados de métodos semi-empíricos, formulados com base em um determinado tipo de solo da região do autor ou de um banco de dados disponível na época da pesquisa, podendo assim não representar fielmente o solo encontrado em campo.

Essa nova e moderna tecnologia vem ganhando cada vez mais espaço no mercado da engenharia de fundações, porém, apesar de suas vantagens e do pioneirismo brasileiro, ainda existem poucos trabalhos referindo-se ao comportamento de estacas ensaiadas através dessa metodologia.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GERAL

Esse trabalho visa analisar os resultados de capacidade de carga obtidos por ensaios de prova de carga bidirecional através do método de norma e compará-los com valores obtidos através dos métodos semi-empíricos de fundações, que utilizaram dados de SPT para determinar a capacidade de carga do solo, de modo a levantar discussões sobre a eficácia e margem de aproximação de cada método, com o objetivo de enriquecer e contribuir com o banco de dados de estudos relacionados à prova de carga bidirecional.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desse trabalho são:

- Determinar a capacidade de carga das estacas através da prova de carga bi-direcional, usando a metodologia sugerida pela norma;
- Determinar a capacidade de carga das estacas através de alguns métodos semi-empíricos tradicionais, utilizando o ensaio de sondagem SPT;
- Comparar os resultados obtidos nas provas de carga e determinar a margem de acerto dos métodos semi-empíricos, levando-se em conta determinados tipos de solo, encontrados nas obras estudadas.

2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

2.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação Geotécnica é o estudo que, através de técnicas e ensaios, permitem o reconhecimento do subsolo onde será realizado o projeto de fundação. Esses ensaios são capazes de caracterizar o solo, de modo a fornecer para o engenheiro responsável um banco de dados importante para o correto dimensionamento. Além disso, permite o levantamento dos riscos, previsão dos custos, correta elaboração do projeto e a previsão do desempenho das fundações.

Milititsky, Consoli e Schnaid (2013) enfatizam que a investigação do subsolo é a causa mais comum de problemas de fundações e que, em mais de 80% dos casos de mau desempenho de fundações de obras de pequeno e médio porte, a ausência completa de investigação é o motivo da adoção de soluções inadequadas. Sendo assim, como o solo é quem vai suportar as cargas provenientes da obra, sua caracterização e a previsão de seu comportamento são essenciais para a solução de qualquer problema.

Além de sua importância, se comparado ao preço total da obra, os custos das investigações geotécnicas são baixos. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), aqui no Brasil os custos podem variar de 0,2% a 0,5% do custo total de uma obra convencional e, portanto, as informações geotécnicas obtidas são indispensáveis para a previsão dos custos associados ao projeto.

Um dos ensaios mais utilizados na investigação é a sondagem SPT (*standard penetration test*), ou também chamado de sondagem a percussão. O ensaio fornece dados como a identificação das diferentes camadas de solo que compõem o subsolo, a classificação dos solos de cada camada, o nível do lençol freático e o índice de resistência a penetração em diferentes profundidades.

Segundo a NBR 6122, deve ser feita para qualquer edificação, uma campanha de investigação geotécnica constituída no mínimo por sondagens a percussão, visando classificar os solos.

2.1.1 STANDARD PENETRATION TEST

A sondagem a percussão ou *Standard Penetration Test* (SPT), é um dos ensaios mais popular no Brasil, sendo uma ferramenta econômica de investigação geotécnica, possibilitando indicar as camadas de solo que é composto o terreno, os índices de resistência à penetração ao longo da profundidade e a posição do nível d'água. A regularização desse ensaio no Brasil é realizada pela NBR 6484.

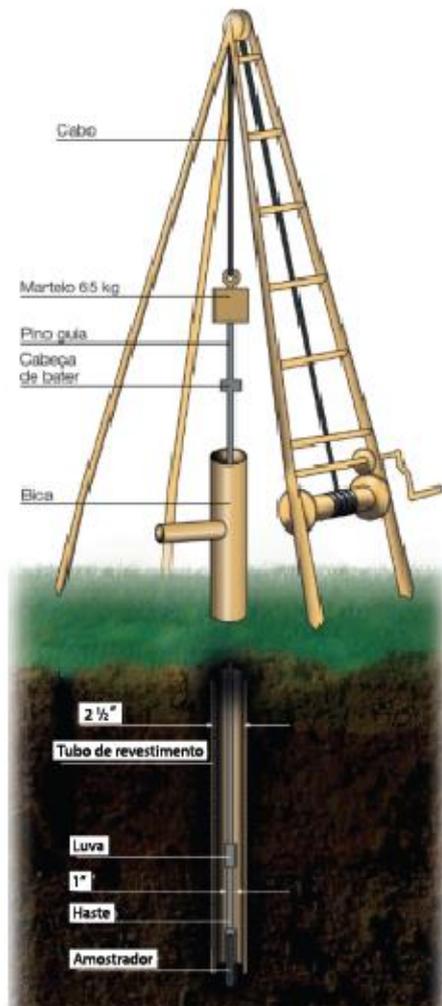
O ensaio consiste na penetração de um amostrador-padrão no solo, com aplicação de energia, ocorrida pela queda de um martelo de 65 Kg de uma altura fixa de 75 cm, em que é coletado o número de golpes necessário para a cravação do amostrador.

O índice de resistência a penetração N , também conhecido como N_{SPT} , é determinado pelo número de golpes correspondente à penetração de 30 cm finais do amostrador, em que inicialmente já ocorreu a cravação de 15 cm.

O avanço da profundidade na sondagem é realizado a cada metro, em que é retirado amostras do solo perfurado, possibilitando a caracterização do mesmo. A norma regulariza o critério de parada do ensaio, porém no dia-a-dia do ensaio, a profundidade atingida depende do tipo de obra que será executada, visto que, o ensaio fica mais oneroso com o aumento da profundidade, causando o termino do ensaio a pedido do contratante ou a análise dos resultados obtidos ao longo do ensaio, resulta em dados suficientes para a execução do projeto de fundação.

Os equipamentos utilizados no ensaio SPT, apresentado na Figura 1, é composto pelo amostrador, martelo, torre com roldana, trado helicoidal, trado-concha, tubos de revestimento, trépano, cabeça de bater, recipiente para amostras, medidor de nível d'água, tambor com divisória interna para decantação, bomba d'água e ferramentas gerais para operação do ensaio, sendo esses equipamentos padronizados pela NBR 6484.

Figura 1 - Equipamento de sondagem SPT



Fonte: Schnaid e Odebrecht, 2014.

2.2 FUNDAÇÃO PROFUNDA

Por definição, fundações profundas são aquelas que transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de atrito do fuste) ou pela combinação das duas. É considerada fundação profunda quando assentada em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão, e a pelo menos 3 m de profundidade. São recomendadas quando faz necessário transmitir a carga da superestrutura atravessando previamente camadas com material de baixa capacidade de carga, com o objetivo de atingir camadas mais profundas, com capacidade de carga desejáveis.

As fundações profundas são divididas em três tipos principais:

- Estacas: Elemento de fundação executada com auxílio de ferramentas. Podendo ser por percussão, prensagem, vibração, escavação ou ainda de forma mista. Tem como função resistir e distribuir para o solo o carregamento proveniente da superestrutura, sendo divididas quanto ao material (madeira, concreto, aço ou mista) ou por categoria (pré-moldadas, moldadas *in loco* e estacas mistas).
- Tubulão: Elemento de fundação de forma cilíndrica, que se difere das estacas pelo processo executivo, podendo ser escavado manualmente ou mecanicamente e com processo de alargamento da base.
- Caixão: Elemento de fundação profunda com forma prismática, concretada na superfície e instalada por escavação interna.

Este trabalho estudou provas de carga realizadas pela Empresa Arcos Engenharia de Solos em fundações profundas do tipo estaca hélice-contínua.

2.2.1 ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA

Antunes e Tarozzo (1998) descrevem a estaca hélice contínua como sendo de concreto moldada *in loco*, sendo executada por trado contínuo, seguido pela injeção do concreto, sob uma pressão controlada, simultaneamente com a retirada do trado do terreno.

Apresenta como vantagens em relação a outros tipos de estaca sua elevada produtividade e adaptabilidade na maioria dos tipos de solo quando não há a presença de matacões e rochas. Seu processo executivo não produz distúrbios e vibrações excessivas e sua perfuração não produz detritos poluídos por lama bentonítica. Como desvantagem tem-se o porte do equipamento, que restringe seu uso para áreas de fácil acesso e movimentação, além disso, exige uma central de concreto próximo da execução devido à produtividade, possui limitação no comprimento das estacas e da armação e do ponto de vista comercial é necessário um número mínimo de estacas para que seu uso seja viável.

O processo executivo de estacas tipo hélice contínua pode ser resumido e dividido em três etapas: perfuração, concretagem e colocação da armadura.

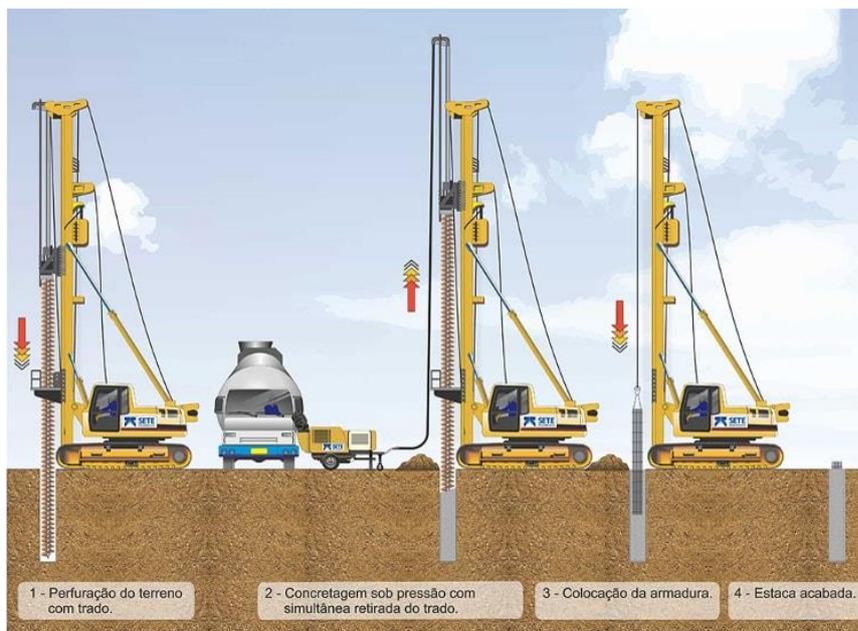
- Perfuração: A perfuração do solo para execução da estaca hélice contínua é realizada através da cravação da hélice pela aplicação de torque capaz de superar a resistência

do solo, até a profundidade estabelecida em projeto. Em momento algum a hélice deve ser retirada do solo a fim de garantir a estabilidade do furo até o momento da concretagem.

- Concretagem: Após atingir a profundidade desejada, o concreto com as características especificadas no projeto é bombeado pela haste central do trado ao mesmo tempo em que, sem rotação, é retirado de maneira lenta e contínua o trado.
- Colocação da armadura: A armadura só deve ser colocada após a completa realização da concretagem. Em pequenas profundidades (até 12m) é possível sua instalação manual, em outros casos pode ser instalada por meio de pilão ou vibrador.

A Figura 2 ilustra resumidamente o processo descrito.

Figura 2 - Processo executivo de estacas tipo hélice-contínua



Fonte: Pereira, C., 2018.

2.3 CAPACIDADE DE CARGA

Décourt (1998), descreve o carregamento vertical em uma estaca sendo resistido parcialmente pela resistência ao cisalhamento ao longo do fuste e parcialmente pelas tensões normais na ponta da estaca.

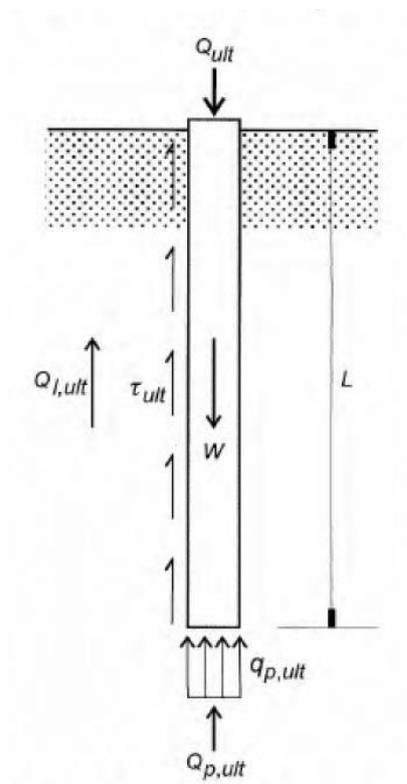
Sendo assim, a capacidade de carga de uma estaca é dada pelo somatório das cargas máximas suportadas pela a ponta e pelo atrito lateral, em que existem inúmeras maneiras de cálculo para a previsão dessa carga, entre eles métodos teóricos ou semi-empíricos.

Os métodos teóricos foram elaborados a partir de teorias desenvolvidas pela mecânica dos solos, porém, sua utilização é restrita devido à dificuldade da análise e obtenção dos parâmetros necessários do solo. Por outro lado, correlações obtidas entre tensões correspondentes a estados-limites de ruptura e dados de resistência à penetração de ensaios *in situ* podem ser simples de ser estabelecidas de forma semi-empírica.

2.3.1 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Os métodos semi-empíricos são amplamente utilizados para a estimativa de capacidade de carga de estacas. Os dados obtidos são essenciais para a elaboração e dimensionamento dos projetos de fundações. Diversos autores formularam teorias e metodologias de cálculo para a estimativa de carga onde, em sua maioria, utilizaram de uma base comum de cálculo, em que a diferença se dá basicamente devida às diferentes regiões geográficas, com diferentes tipologias de subsolo onde foram estudadas. Segundo Velloso e Lopes (2011), nos métodos estáticos, considera o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência gerada pelo contato entre estaca e solo, como pode ser visto na Figura 3.

Figura 3 - Estaca submetido à carga de ruptura por compressão



Fonte: Velloso e Lopes, 2012.

Foram utilizados os seguintes métodos semi-empíricos para a previsão da capacidade de carga de estacas: Aoki e Velloso (1975), Laprovitera (1988) e Benegas (1993), Monteiro (1997), Décourt-Quaresma primeira versão (1978), Décourt e Quaresma segunda versão (1982), Teixeira (1996), Velloso (1981) e por último Antunes e Cabral (1996). Segundo Cintra e Aoki (2010) essa diversidade de proposições decorre da dificuldade de ajustar um bom modelo físico e matemático à questão de ruptura em fundações profundas, tendo em vista a grande diversidade de solos existentes na natureza.

2.3.1.1 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)

O método foi apresentado em 1975, no 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, sendo inicialmente formulados em função dos dados de resistência de ponta e lateral do ensaio de penetração estática de cone (CPT). Porém, em vista da grande utilização no Brasil do ensaio SPT, realizou-se correlações entre os dados do ensaio CPT com SPT, estimando assim o valor da resistência de ponta do cone e resistência limite de

cisalhamento ao longo do fuste, a partir da multiplicação do número de golpes do SPT por coeficientes que dependem do tipo de solo que se encontra à estaca.

Os valores para estacas do tipo Raiz, Hélice e Ômega foram obtidos a partir do trabalho de conclusão de curso da UFRJ de Rafael Francisco G. Magalhães, Gustavo S. Raposo e Marcio Andre D. Salem.

O valor de N_{SPT} a ser utilizado no cálculo de resistência de ponta corresponde a média entre os valores de N_{SPT} na ponta da estaca, um metro acima e um metro abaixo, com um valor limite de N_{SPT} igual a 50.

2.3.1.2 CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)

Em suas dissertações de mestrado, Laprovitera e Benegas utilizaram um banco de dados da COPEE-UFRJ com entorno de 200 provas de carga em estacas para avaliar o método de Aoki-Velloso. Porém, para tal análise os valores de K e α utilizados foram os propostos por Danziger (1982). Para os tipos de solo não avaliados por Danziger, os valores foram encontrados por interpolação.

Laprovitera e Benegas também não mantiveram a relação original do método de Aoki-Velloso de $F2 = 2F1$, tentando obter uma melhor previsão. Também modificaram o valor de N_{SPT} , para o cálculo da resistência de ponta, sendo a média dos valores obtidos a partir de uma faixa de um diâmetro da estaca para baixo e um para cima. Para o diâmetro da estaca menor ou igual a um metro, adotaram o mesmo critério proposto no método de Aoki-Velloso.

2.3.1.3 CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

O método de Monteiro também é uma contribuição ao método de Aoki-Velloso, em que estabelece diferentes correlações para as variáveis que dependem do tipo de solo e estaca (K , α , $F1$ e $F2$).

2.3.1.4 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA VERSÃO INICIAL (1978)

A estimativa de capacidade de carga para o método de Luciano Décourt e Arthur Quaresma baseia-se em valores obtidos diretamente do ensaio SPT (valores de N_{spt}), em que a resistência de ponta é baseado na média entre os valores da ponta da estaca, do anterior e do posterior e de um coeficientes que dependem do tipo de solo que se encontra à estaca.

A parcela de atrito lateral é determinada com a média dos valores de N ao longo do fuste, que é relacionado a um atrito médio.

2.3.1.5 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA SEGUNDA VERSÃO (1982)

A segunda versão do método visa aperfeiçoar o cálculo do atrito lateral, sendo mantida a mesma metodologia de cálculo da resistência de ponta, apresentada anteriormente.

Nessa versão, para o atrito lateral, o valor de $N_{l,spt}$ é dado pela média dos números de golpes ao longo do fuste, restringindo os valores menores que 3 e maiores que 50, em que devem ser considerados iguais a 3 e 50 respectivamente.

2.3.1.6 TEIXEIRA (1996)

O método foi apresentado em 1996 por Teixeira, visando determinar a capacidade de carga com dados do ensaio SPT, com parâmetros que dependem do tipo de solo e de estaca.

Para a resistência de ponta, o valor de N_p é dado pela média dos números de golpes no intervalo de quatro diâmetro acima da ponta e um abaixo. Já para o atrito lateral, o valor de N_l é dado pela média dos números de golpes ao longo do fuste.

Teixeira alerta que o método não se aplica ao cálculo do atrito lateral em estacas pré-moldadas de concreto flutuante em espessas camadas de argila moles sensíveis.

2.3.1.7 MÉTODO DE VELLOSO (1981)

O método de Pedro Paulo Velloso, apresentado em 1981, mostra uma metodologia de cálculo da capacidade de carga e recalques de estacas e grupos de estacas. A metodologia utiliza dados de ensaio de CPT para prever a capacidade de carga da estaca, sendo que para dados de ensaio de SPT é disponível correlações entre os valores de SPT e CPT (cone) para cada tipo de solo.

2.3.1.8 MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL (1996)

A metodologia proposta por Antunes e Cabral em 1996 é específica para determinação da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua, sendo obtida a partir de dados de ensaio SPT e do tipo de solo a ser executada a estaca.

2.3.2 PROVA DE CARGA CONVENCIONAL

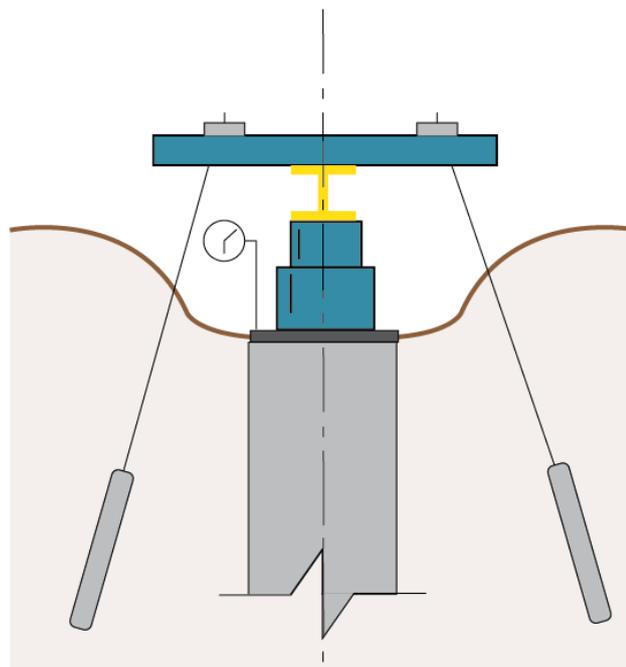
Segundo Silva (1983), o ensaio de prova de carga é incontestavelmente o único procedimento que possibilita determinar a grandeza da carga que provaca o deslocamento do elemento de fundação.

De acordo com a NBR 12131 o princípio da prova de carga consiste resumidamente em aplicar esforços estáticos à estaca e registrar os respectivos deslocamentos.

Tem como objetivo determinar a capacidade de ruptura da interação estaca-solo, as características de deformação do solo e avaliar se as mesmas estão adequadas ao projeto. Outros dados importantes também podem ser coletados como resistência de ponta e atrito lateral, recalque associado à carga de trabalho e coeficiente de segurança do estaqueamento.

O ensaio consiste em um sistema de reação, composto por uma ou mais vigas, travadas por tirantes, em que é instalado um macaco hidráulico calibrado, sobre uma placa com medidas pré-definidas, sendo aplicadas cargas que são medidas através de um manômetro (ou célula de carga), como pode ser observado na Figura 4. O deslocamento da placa é medido por relógios comparadores com precisão de leitura de 0,01 mm, instalados sobre uma viga de referência, que se situa fora do sistema de reação, sendo possível também de aquisição de dados com LVDT.

Figura 4 - Prova de carga convencional



Segundo a NBR 6122, a execução de provas de carga estática se torna obrigatória para obras que tiverem um número de estacas superiores ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 1. Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B), deve-se executar um número de provas de carga igual ou superior a 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. Incluem-se nesse 1% as provas de carga a tração.

Se as estacas forem empregadas para tensões médias (em termos de valores admissíveis) superiores aos indicados na coluna (A) da tabela, se faz necessário a execução de provas de carga, independentemente do número de estacas da obra.

Tabela 1 - Quantidade de prova de carga estática

Tipo de estaca	(A)	(B)
	Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior a coluna (B), em Mpa	Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada	7	100
Hélice e Hélice de deslocamento	5	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing > 700\text{mm}$	5	100
Raiz	7,5	75
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \leq 700\text{mm}$	4	100

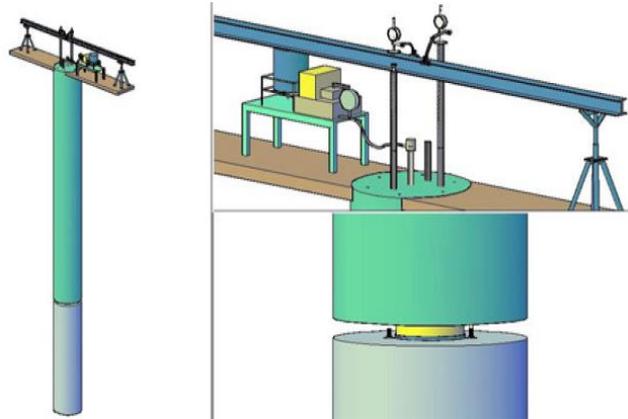
Fonte: NBR 6122, 2010.

2.3.3 PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL

O Ensaio de prova de carga bidirecional é utilizado no Brasil desde 1980. Com os mesmos objetivos que a prova de carga convencional, esse ensaio foi inicialmente denominado como prova de carga Arcos (PCA), sendo idealizado por Silva e possui o Brasil como um dos pioneiros na utilização, apesar disso ainda existem poucos estudos referentes aos resultados obtidos por essa metodologia.

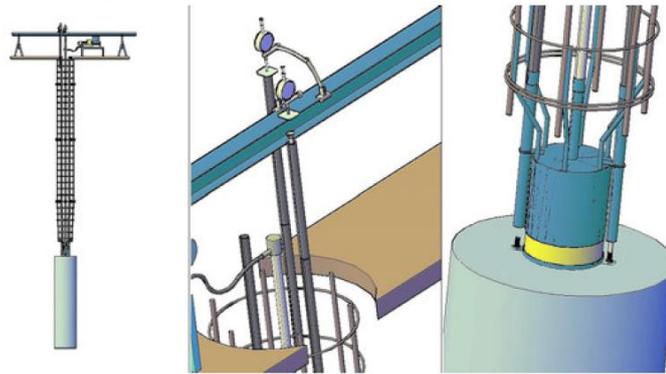
A prova de carga bidirecional Arcos se difere da prova de carga convencional ao se instalar uma célula hidro-expansiva ou CED (célula estática descartável) ao longo do fuste da estaca, como pode ser visto nas Figuras 5 e 6, utilizando a própria estaca como elemento de reação, dispensando o sistema de ancoragem.

Figura 5 - Representação da prova de carga bidirecional



Fonte: Ontiveros, 2012.

Figura 6 - Detalhes da prova de carga bidirecional



Fonte: Ontiveros, 2012.

Segundo Pereira *et al.*, (2017), o ensaio bidirecional consiste na aplicação de carga na célula através de pressurização de um fluido hidráulico, que solicita o segmento inferior à CED (fuste e ponta), que por sua vez reage contra o segmento superior (fuste).

O posicionamento da célula hidráulica é realizado com base em métodos semi-empírico, visando uma cota que resulta na resistência do segmento superior igual ao segmento inferior, para obter o equilíbrio do sistema.

Segundo consta no site da empresa Arcos Engenharia (2018), em relação ao sistema de reação e segurança, a prova de carga Bidirecional apresenta vantagens, pois em sua execução a célula é concretada junto com a estaca, proporcionando baixo risco de acidente. Além disso, a montagem do sistema é simples, visto que elimina tirantes, estacas de reação, vigas e cargueiras. Já o sistema convencional utiliza de todos esses sistemas, os quais necessitam de transporte e guindastes para a montagem apresentando assim alto risco de acidente devido à

complexidade da estrutura. Todos esses aspectos influenciam diretamente no tempo de preparação e de montagem do sistema, assim como na área de trabalho utilizada no canteiro de obra, tornando assim o ensaio bidirecional vantajoso em questão de tempo e espaço utilizado. Como o ensaio bidirecional possui capacidade de carga praticamente ilimitada ele também apresenta vantagens nesse aspecto, visto que o sistema convencional é limitado e possui um sistema oneroso para grandes cargas. Outra vantagem é que o ensaio bidirecional, ao contrário do convencional, permite a execução do teste com cota de arrastamento abaixo da cota do terrapleno.

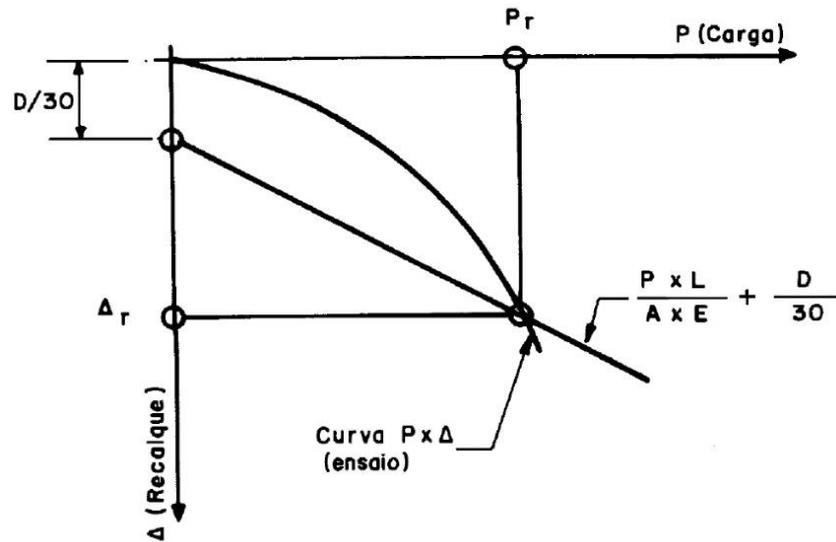
2.3.4 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DA NBR 6122

De acordo com a NBR 6122, a capacidade de carga da estaca deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida ou quando a estaca apresenta um recalque considerável.

Segundo Niyama, Aoki e Chamecki, (1998). o ensaio pode ser interrompido prematuramente e assim a ruptura não é atingida, por motivos de custos e/ou de prazos, pela reação ser insuficiente, ou ainda por não se pretende danificar o elemento ensaiado por se tratar de parte definitiva da fundação da obra. A indefinição da ruptura pode também estar associada à ocorrência de ruptura local ou ao crescimento contínuo do recalque com a carga.

O método prescrito pela norma NBR 6122 define a carga de ruptura (quando não ocorre ruptura nítida) como o ponto de intercessão entre a curva de Carga vs Deslocamento e uma reta originada por uma equação determinada pela mesma, como mostra a Figura 7.

Figura 7 – Método de Norma



Fonte: NBR 6122, 2010.

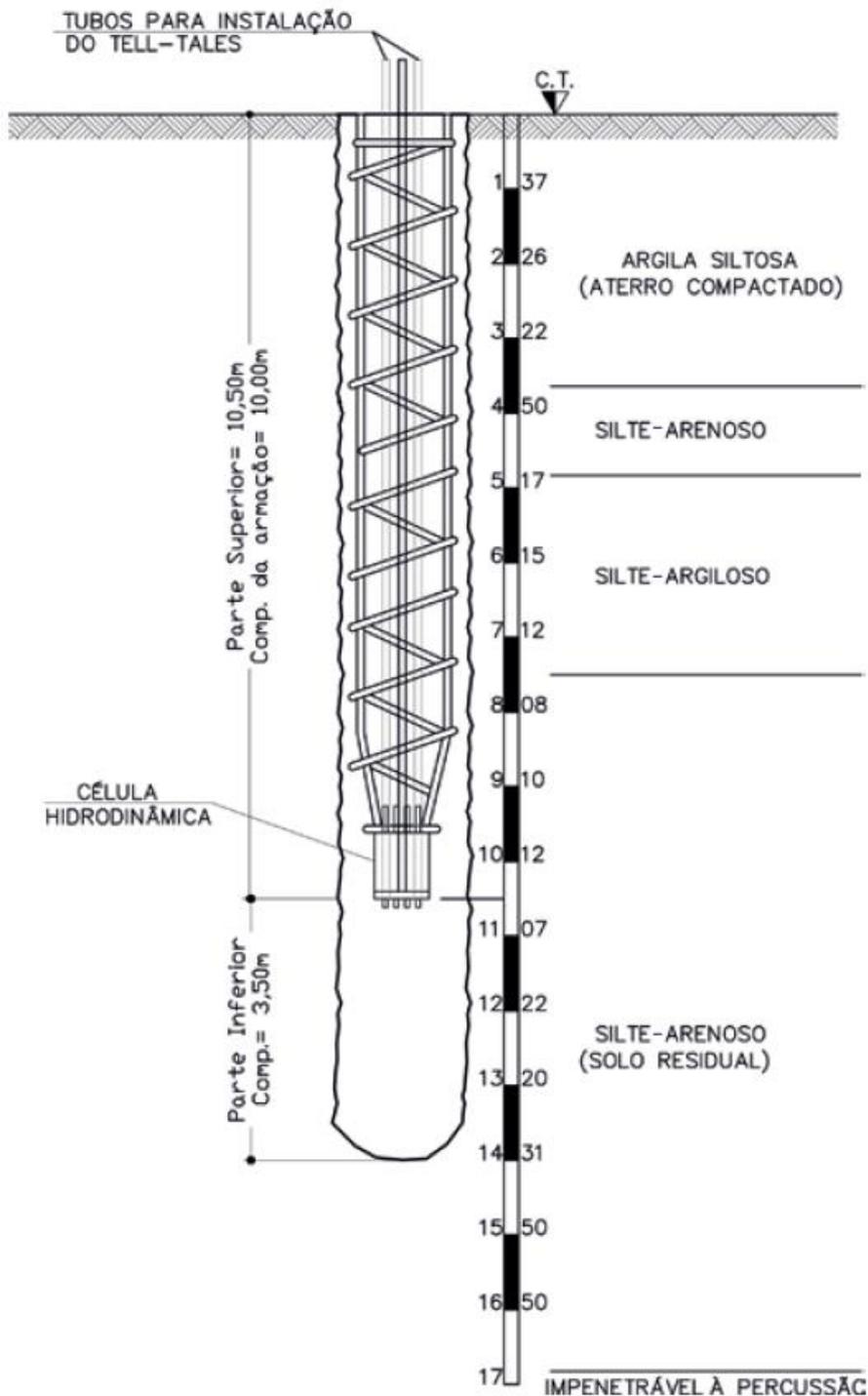
2.3.5 ESTADO DA ARTE

Pereira, M., *et al.*, (2017), em seu artigo “Análise de prova de carga bidirecional em estaca hélice contínua na região metropolitana de Belo Horizonte (MG)” visava comparar os métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga com os resultados obtidos pelo ensaio de prova de carga estática bidirecional. Porém, diferente deste trabalho de conclusão de curso, que comparou os métodos com a resistência de fuste, os autores compararam os resultados encontrados com o segmento inferior (resistência de ponta e fuste) da estaca.

Inicialmente nesse estudo, foi utilizado o conceito de rigidez proposto por Décourt no segmento inferior da estaca (parte levada até ruptura), com o objetivo de identificar o domínio de transferência de carga pelo atrito lateral de uma estaca, permitindo a formulação semi-empírica que mais se aproxima do resultado esperado.

O perfil do subsolo encontrado pelos autores no trecho inferior da estaca era composto predominantemente por silte arenoso, como pode ser visto na Figura 8.

Figura 8 - Perfil do subsolo da região estudada



Fonte: Pereira, M., *et al.*, 2017.

Os métodos estudados por eles foram os de Aoki-Velloso (1995), Teixeira (1996), Décourt-Quaresma (1996), Pedro Paulo Costa Velloso (1981) e Urbano Rodrigues Alonso (1996).

A Tabela 2 a seguir mostra de maneira resumida os resultados encontrados, sendo a carga de ruptura total (PT), lateral (PL) e ponta (PP).

Tabela 2- Resultados encontrados na pesquisa

Método	Carga de ruptura calculada			Prova de Carga	
	PT (kN)	PL (kN)	PP (kN)	P (kN)	P/PT
Aoki Velloso (1995)	2934	313,6	2620,4		0,43
Teixiera (1996)	1539,1	414,6	1124,5		0,83
Décourt e Quaresma (1996)	1126,1	411,5	714,5	1272,9	1,13
P.P.C.V. (1981)	2701,3	704,9	1996,4		0,47
U.R. Alonso (1996)	1494,1	446,1	1048		0,85

Fonte: Pereira *et al.*,2017.

Deve-se observar que os autores obtiveram o resultado pela razão entre P e PT, conforme pode ser visto na Tabela 2.

Os valores de ruptura encontrados pelos métodos de Aoki-Velloso, Teixeira, Pedro Paulo Costa Velloso e Alonso apresentaram relações superestimados, pois obtiveram valores de P/PT menores que 1. Os métodos que mais se distanciaram do esperado foram os de Aoki-Velloso e Pedro Paulo Costa Velloso, seguidos por Teixeira e Alonso. O método de Décourt-Quaresma foi o que mais se aproximou do resultado encontrado e o único que apresentou valor subestimado, sendo aproximadamente 13% menor do que o valor encontrado na prova de carga.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 DADOS DA PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL

As provas de carga bidirecional utilizadas nesse trabalho, consiste de uma banco de dados da Empresa Arcos Engenharia de Solos, sendo fornecidos dados de relatório de sondagem SPT, esquema de montagem da prova de carga, detalhando os parâmetros geométricos da estaca e tabelas de carregamento do ensaio, possibilitando gerar a curva de Carga vs Deslocamento. Logo, serão analisadas três estacas, por meio de dados obtidos da prova de carga com célula expansiva hidrodinâmica, sendo descritas a seguir.

3.1.1 PROVA DE CARGA A

A Prova de Carga A foi realizada em São Paulo - SP, em uma estaca do tipo hélice contínua de 70 cm de diâmetro e 12 m de comprimento, submetida a uma carga máxima de 93,38 tf. A estaca foi dividida em dois segmentos por uma célula de expansão alocada na profundidade de 6,3 m, sendo o segmento superior à célula constituído de concreto armado, e o inferior apenas de concreto. Neste ensaio constatou-se um nível d'água numa profundidade de 3,05 m e o subsolo que envolvia o trecho da estaca estudada era composto predominantemente por argila siltosa, como pode ser visto no relatório de sondagem no Anexo A.

3.1.2 PROVA DE CARGA B

A Prova de Carga B foi realizada em São Paulo - SP, em uma estaca do tipo hélice contínua de 80 cm de diâmetro e 13,5 m de comprimento, submetida a uma carga máxima de 223,73 tf. A estaca foi dividida em dois segmentos por uma célula de expansão alocada na profundidade de 9,0 m, sendo o segmento superior à célula constituído de concreto armado, e o inferior apenas de concreto. Neste ensaio constatou-se um nível d'água numa profundidade de 2,83 m e o subsolo que envolvia o trecho da estaca estudada era composto predominantemente por argila siltosa, como pode ser visto no relatório de sondagem no Anexo B.

3.1.3 PROVA DE CARGA C

A Prova de Carga C foi realizada em São Paulo - SP, em uma estaca do tipo hélice contínua de 90 cm de diâmetro e 19,1 m de comprimento, submetida a uma carga máxima de 187,61 tf. A estaca foi dividida em dois segmentos por três células de expansão alocada na profundidade de 9,0 m, sendo o segmento superior às células constituído de concreto armado, e o inferior apenas de concreto. Neste ensaio constatou-se um nível d'água numa profundidade de 2,01 m e o subsolo que envolvia o trecho da estaca estudada era composto predominantemente por argila siltosa, como pode ser visto no relatório de sondagem no Anexo C.

3.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DA NBR 6122

Para determinar a carga de ruptura da prova de carga bidirecional, adotou-se o método descrito na NBR 6122, em que a carga é definida como o ponto de intercessão entre a curva de Carga vs Deslocamento e a reta originada pela Equação 1.

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (1)$$

Onde:

Δ_r = Recalque de ruptura convencional;

P_r = Carga de ruptura convencional;

L = Comprimento da estaca;

A = Área da seção transversal da estaca;

D = Diâmetro da estaca;

E = Módulo de elasticidade do material da estaca.

Sendo o módulo de elasticidade do material determinado para o concreto armado de f_{ck} igual a 20 MPa, estimado pela Equação 2, de acordo com a NBR 6118, obtendo um valor de 25043,96 MPa ou 2553732,74 Tf/m².

$$E_{cr} = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (2)$$

3.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Os métodos semi-empíricos são amplamente utilizados para a estimativa de capacidade de carga de estacas. Segundo Velloso e Lopes (2011), nos métodos estáticos, considera o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência gerada pelo contato entre estaca e solo, como mostra a Equação 3.

$$Q_u = Q_l + Q_p \quad (3)$$

Em que:

Q_u = Capacidade de carga de ruptura do elemento de fundação;

Q_l = Capacidade de carga do fuste;

Q_p = Capacidade de carga de ponta.

A capacidade de carga de uma estaca pode ser determinada pelas Equações 4 e 5 a seguir, em que se observam as variáveis geométricas da estaca A_l , A_p e U e as variáveis geotécnicas q_p e q_l .

$$Q_u = q_l \cdot A_l + q_p \cdot A_p \quad (4)$$

$$Q_u = U \cdot \sum (\Delta L \cdot q_l) + q_p \cdot A_p \quad (5)$$

Sendo:

q_l = Resistência limite de cisalhamento ao longo do fuste;

A_l = Área lateral do fuste da estaca;

q_p = Resistência de ponta;

A_p = Área da base da estaca;

U = Perímetro do fuste;

ΔL = Comprimento do trecho do fuste da estaca.

3.3.1 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)

Para prever a resistência limite de cisalhamento ao longo do fuste (q_l) e a de ponta (q_p), o método de Aoki e Velloso apresenta as seguintes equações, em que os coeficientes F1 e F2 são determinados pela Tabela 3.

$$q_p = \frac{q_c}{F1} \quad (6)$$

$$q_l = \frac{\tau_c}{F2} \quad (7)$$

Em que:

q_c = Resistência de ponta do cone no ensaio CPT;

τ_c = Atrito lateral unitária na luva no ensaio CPT.

Tabela 3 - Valores de F1 e F2 (Aoki Velloso)

Tipos de estaca	F1	F2
Pré-moldadas	1,75	3,5
Metálica	1,75	3,5
Franki	2,5	5,0
Escavada	3	7,0
Raiz	2	4,0
Hélice	2	4,0
Ômega	2	4,0

Fonte: Velloso e Lopes, 2012.

O método realiza correlações entre os dados do ensaio CPT com SPT, como mostra as Equações 8 e 9, sendo os coeficientes empíricos K e α dado pela Tabela 4.

$$q_c = K \cdot N_{spt} \quad (8)$$

$$\tau_c = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \quad (9)$$

Tabela 4 - Valores de K e α (Aoki e Velloso)

Tipos de solo	K (kN/m²)	α (%)
Areia	1000	1,40
Areia siltosa	800	2,00
Areia silto argilosa	700	2,40
Areia argilosa	600	3,00
Areia argilo-siltosa	500	2,80
Silte arenoso	550	2,20
Silte areno-argiloso	450	2,80
Silte	400	3,00
Silte argilo-arenoso	250	3,00
Silte argiloso	230	3,40
Argila arenosa argila	350	2,40
Argila silto-arenosa	330	3,00
Argila areno-siltosa	300	2,80
Argila siltosa	220	4,00
Argila	200	6,00

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

3.3.2 CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)

Laprovitera e Benegas utilizam as mesmas equações de Aoki e Velloso para determinar a capacidade de carga, porém estabelece diferentes correlações para K, α , F1 e F2, conforme apresentados nas Tabelas 5 e 6.

Tabela 5 - Valores de K e α (Laprovitera e Benegas)

Tipo de solo	K (kN/m²)	α (%)
Areia	590	1,4
Areia siltosa	520	1,9
Areia siltoargilosa	520	2,4
Areia argilossiltosa	520	2,8
Areia argilosa	520	3
Silte arenoso	470	3
Silte arenoargiloso	370	3
Silte	470	3
Silte argiloarenoso	370	3
Silte argiloso	295	3,4
Argila arenosa	470	4
Argila arenossiltosa	295	4,5
Argila siltoarenosa	295	5
Argila siltosa	245	5,5
Argila	245	6

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Tabela 6 - Valores de F1 e F2 (Laprovitera e Benegas)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	3
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

3.3.3 CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

O método de Monteiro também é uma contribuição ao método de Aoki-Velloso, em que utilizam as mesmas equações para determinar a capacidade de carga de uma estaca, porém estabelece diferentes correlações para K, α , F1 e F2, conforme apresentados nas Tabelas 7 e 8.

Tabela 7 - Valores de K e α (Monteiro)

Tipo de solo	K (kN/m²)	α (%)
Areia	715	2,1
Areia siltosa	670	2,3
Areia siltoargilosa	620	2,4
Areia argilossiltosa	560	2,9
Areia argilosa	530	2,8
Silte arenoso	490	3
Silte arenoargiloso	440	3,2
Silte	470	3,2
Silte argiloarenoso	390	3,3
Silte argiloso	315	3,6
Argila arenosa	430	3,2
Argila arenossiltosa	295	3,8
Argila siltoarenosa	325	4,1
Argila siltosa	255	4,5
Argila	245	5,5

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Tabela 8 - Valores de F1 e F2 (Monteiro)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3	3,8

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

3.3.4 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA VERSÃO INICIAL (1978)

O método de Décourt – Quaresma versão inicial determina a resistência de ponta (q_p) pela Equação 10, sendo o coeficiente K obtido pela Tabela 9.

$$q_{p,ult} = K \cdot N \quad (10)$$

Tabela 9 - Valores de K em função do tipo de estaca (Décourt-Quaresma)

Tipo de solo	K (tf/m ²)	K (kN/m ²)
Argilas	12	120
Silte argiloso	20	200
Silte arenoso	25	250
Areias	40	400

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

A parcela de atrito lateral (q_l) é determinada com a média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste, que é relacionado a um atrito médio da Tabela 10.

Tabela 10 - Valores de atrito médio (Décourt-Quaresma)

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (kN/m²)
≤ 3	20
6	30
9	40
12	50
>15	60

Fonte: Velloso e Lopes, 2012.

3.3.5 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA SEGUNDA VERSÃO (1982)

O método de Décourt – Quaresma segunda versão altera apenas o cálculo do atrito lateral (q_l), sendo determinado pela Equação 11.

$$q_{l,ult} \left(\frac{Tf}{m^2} \right) = \frac{N_{l,spt}}{3} + 1 \quad (11)$$

3.3.6 TEIXEIRA (1996)

O método de Teixeira determina a capacidade de carga de uma estaca pela Equação 12, em que os parâmetros α e β são obtidos pelas Tabelas 11 e 12.

$$Q = Q_P + Q_L = \alpha \cdot N_P \cdot A_P + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (12)$$

Tabela 11 - Valores de α (Teixeira)

Solo (4<NSPT<40)	Tipo de estaca - α (kN/m ²)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila Siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Cintra e Aoki, 2010

Tabela 12 - Valores de β (Teixeira)

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Cintra e Aoki, 2010

3.3.7 MÉTODO DE VELLOSO (1981)

O método de Velloso determina a capacidade de carga de uma estaca pela Equação 13.

$$Q_{ult} = A_b \cdot q_{p,ult} + U \cdot \int_0^L q_{l,ult} dz = A_b \cdot q_{p,ult} + U \cdot \sum q_{l,ult} \cdot \Delta l \quad (13)$$

Tomando-se para $Q_{l,ult}$ e $Q_{p,ult}$ as Equações 14 e 15 respectivamente.

$$Q_{l,ult} = U \cdot \alpha \cdot \lambda \cdot \sum q_{l,ult} \cdot \Delta l_i \quad (14)$$

$$Q_{p,ult} = A_b \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{p,ult} \quad (15)$$

Onde:

U = Perímetro da estaca;

A_b = Área da base da estaca;

α = Fator da execução da estaca ($\alpha = 1$ para estacas cravadas e $\alpha = 0,5$ para estacas escavadas);

λ = Fator de carregamento ($\lambda = 1$ para estacas comprimidas e $\lambda = 0,7$ para estacas tracionadas);

$$\beta = \text{Fator da dimensão da base} = \begin{cases} 1,016 - 0,016 \cdot \frac{B_b (\text{\O da estaca})}{b (3,6\text{cm no cone padrão})} \\ 0 \text{ para estacas tracionadas } (B_b = B) \end{cases}$$

b = Diâmetro da ponta do cone.

Para nosso caso, em que trabalhamos com os dados baseados no SPT, pode-se adotar as Equações 16 e 17, em que a , b , a' , b' são parâmetros que correlacionam valores de SPT e CPT, conforme mostrado na Tabela 14.

$$q_{l,ult} = a' \cdot N^{b'} \quad (16)$$

$$q_{l,ult} = a \cdot N^b \quad (17)$$

Tabela 13 - Valores de a, b, a', b' (Velloso)

Tipo de solo	Ponta		Atrito	
	a (kN/m ²)	b	a' (kN/m ²)	b'
Areias sedimentares submersas (1)	600	1	5	1
Argilas sedimentares submersas (1)	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnaise arenossiltosos submersos (1)	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnaise siltoarenosos submersos	400(1)	1(1)	8(1)	1(1)
	470(2)	0,96(2)	12,1(2)	0,74(2)

(1) Dados obtidos na obra da Refinaria Duque de Caxias (RJ); (2) Dados obtidos na obra da AÇO-MINAS (MG)

Fonte: Cintra e Aoki, 2010

3.3.8 MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL (1996)

O método de Antunes e Cabral determina a capacidade de carga de uma estaca pela Equação 18, em que os parâmetros β'_1 e β'_2 são obtidos pela Tabela 15.

$$Q_{ult} = (\beta'_2 \cdot N_b) \cdot A_b + U \cdot \sum (\beta'_1 \cdot N) \Delta L \quad (18)$$

Tabela 14 - Valores de β'_1 e β'_2 (Velloso e Lopes)

Solo	β'_1	β'_2
Areia	4 - 5	2 - 2,5
Silte	2,5 - 3,5	1 - 2
Argila	2 - 3,5	1 - 1,5

$\beta'_1 N$ e $\beta'_2 N_b$ e $\beta'_2 N_b \leq 40 \text{Kgf/cm}^2$

Fonte: Cintra e Aoki, 2010

3.4 PROCESSAMENTO DOS DADOS

A curva de Carga vs Deslocamento a ser analisada corresponde a parte superior a célula de expansão, em que apenas o atrito lateral da estaca resiste a carga aplicada nela, possibilitando uma análise separada do fuste, sendo um dos principais diferenciais desse tipo de prova de carga.

Deve ser observado que cada prova de carga analisada fornece duas curvas de Carga vs Deslocamento, sendo uma com o valor de leitura do manômetro e convertido em carga aplicada e outra com o valor de carga aplicada corrigida, em que é desconsiderado peso próprio da estaca acima da célula expansiva hidrodinâmica.

Serão comparados os valores de carga de ruptura obtidos nas provas de carga, de acordo com o método da NBR 6122 e os valores calculados pelos os métodos semi-empíricos que utiliza o ensaio SPT para prever a capacidade de carga da estaca.

Os métodos semi-empíricos consideraram o tipo de estaca como hélice contínua, exceto em casos em que o método não fornece dados para esse tipo de estaca, adotando-se à estaca como escavada.

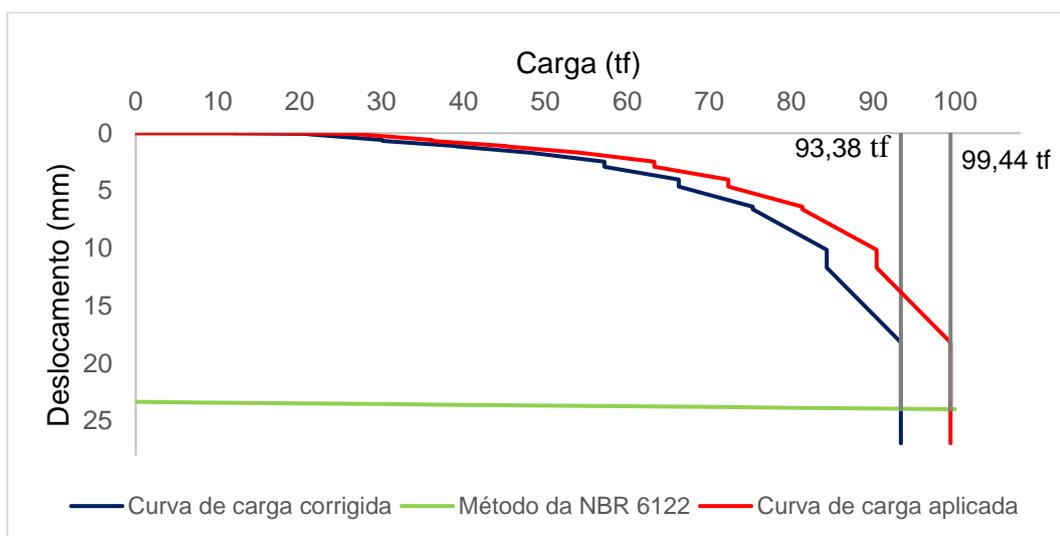
No gráfico da comparação dos resultados entre os métodos semi-empíricos com a prova de carga, a razão é dada pela carga de ruptura do método semi-empírico Q_m e o valor de ruptura da prova de carga Q_{pc} .

4 ANÁLISE E DISCUÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 PROVA DE CARGA A

Com a curva de Carga vs Deslocamento da prova de carga A, determinou-se a carga de ruptura, obtendo um valor de 99,44 tf para curva de carga aplicada e 93,38 tf para a curva de carga corrigida, como pode ser observado no Gráfico 1.

Gráfico 1- Curva de Carga vs Deslocamento (Fuste) da prova de carga A



A Tabela 16 apresenta os valores de carga de ruptura calculada pelos métodos semi-empíricos e valor obtido da curva corrigida de Carga vs Deslocamento da prova de carga A.

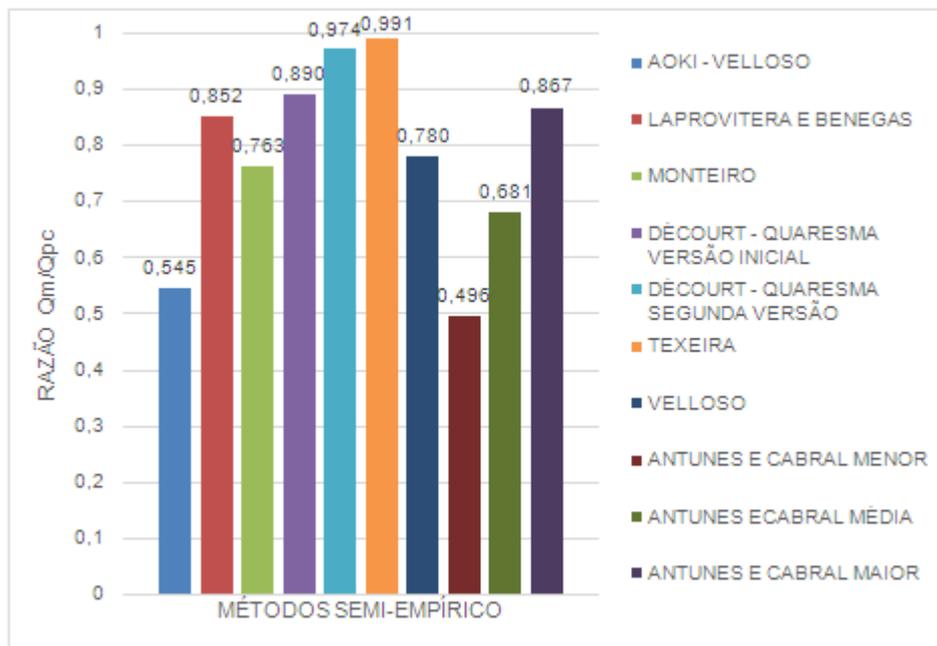
Tabela 15 - Carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos e da prova de carga A

Método	Carga de ruptura calculada (tf)	Prova de carga em (tf)
Aoki - Velloso	50,90	
Laprovitera e Benegas	79,53	
Monteiro	71,23	
Décourt – Quaresma Versão Inicial	83,13	
Décourt – Quaresma Segunda Versão	90,97	
Teixeira	92,54	93,38
Velloso	72,87	
Antunes e Cabral menor	46,27	
Antunes e Cabral média	63,62	
Antunes e Cabral maior	80,97	

Pode-se observar que os valores obtidos dos métodos semi-empíricos se encontram mais próximos ao valor obtido a partir da curva de carga aplicada corrigida, sendo que em todos os métodos, os valores calculados apresentaram-se abaixo do valor de carga de ruptura da prova de carga, logo os resultados dos métodos semi-empíricos demonstraram-se mais conservadores.

O Gráfico 2 apresenta a comparação entre os valores dos métodos semi-empíricos com o valor de carga de ruptura da curva corrigida. Nota-se que o método de Teixeira e Décourt-Quaresma Segunda Versão se aproxima do resultado encontrado na prova de carga, tendo uma precisão de 99,1% e 97,4% respectivamente. Já os métodos de Aoki-Velloso e Antunes e Cabral com o menor valor de β entre o intervalo adotado pelo método (Tabela 15), resulta em valores mais conservadores, sendo sua carga de ruptura aproximadamente a metade da carga obtida a partir do ensaio de prova de carga.

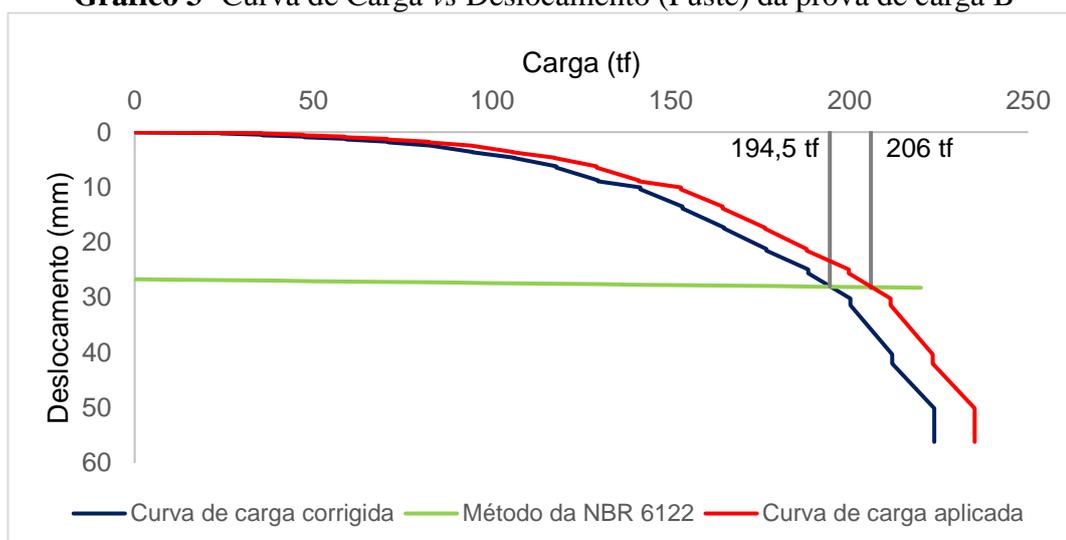
Gráfico 2 - Comparação entre métodos semi-empíricos com a prova de carga A



4.2 PROVA DE CARGA B

Com a curva de Carga vs Deslocamento da prova de carga B, determinou-se a carga de ruptura, obtendo-se um valor de 206 tf para curva de carga aplicada e 194,5 tf para a curva de carga corrigida, como pode ser observado no Gráfico 3.

Gráfico 3- Curva de Carga vs Deslocamento (Fuste) da prova de carga B



A Tabela 17 apresenta os valores de carga de ruptura calculada pelos métodos semi-empíricos e valor obtido da curva corrigida de Carga vs Deslocamento da prova de carga B.

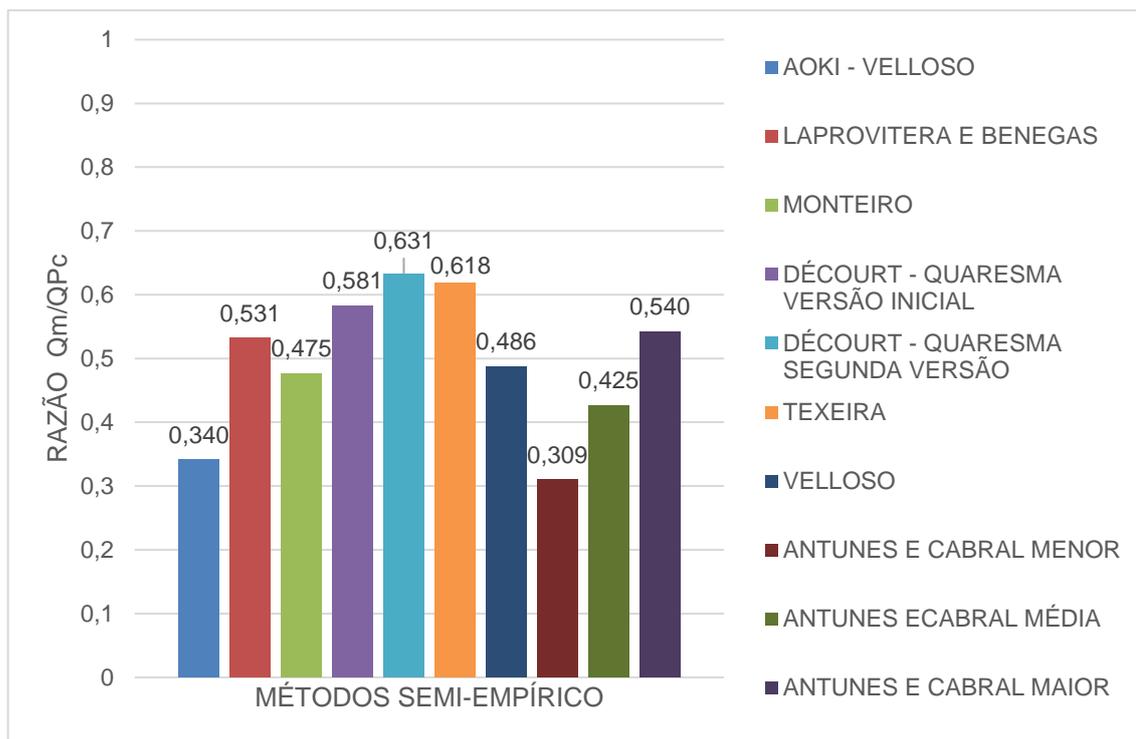
Tabela 16 - Carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos e da prova de carga B

Método	Carga de ruptura calculada (tf)	Prova de carga em (tf)
Aoki - Velloso	66,07	
Laprovitera e Benegas	103,24	
Monteiro	92,47	
Décourt – Quaresma Versão Inicial	113,10	
Décourt – Quaresma Segunda Versão	122,73	
Teixeira	120,13	194,50
Velloso	94,61	
Antunes e Cabral menor	60,07	
Antunes e Cabral média	82,59	
Antunes e Cabral maior	105,12	

Novamente, os valores de carga de ruptura calculados pelos métodos semi-empíricos se encontram mais próximo ao valor obtido a partir da curva de carga corrigida e todos os métodos analisados possuem valores menores a carga de ruptura da prova de carga.

No Gráfico 4 apresentada a comparação entre os valores do método semi-empírico com o valor de carga de ruptura da curva corrigida.

Gráfico 4- Comparação entre métodos semi-empíricos com a prova de carga B

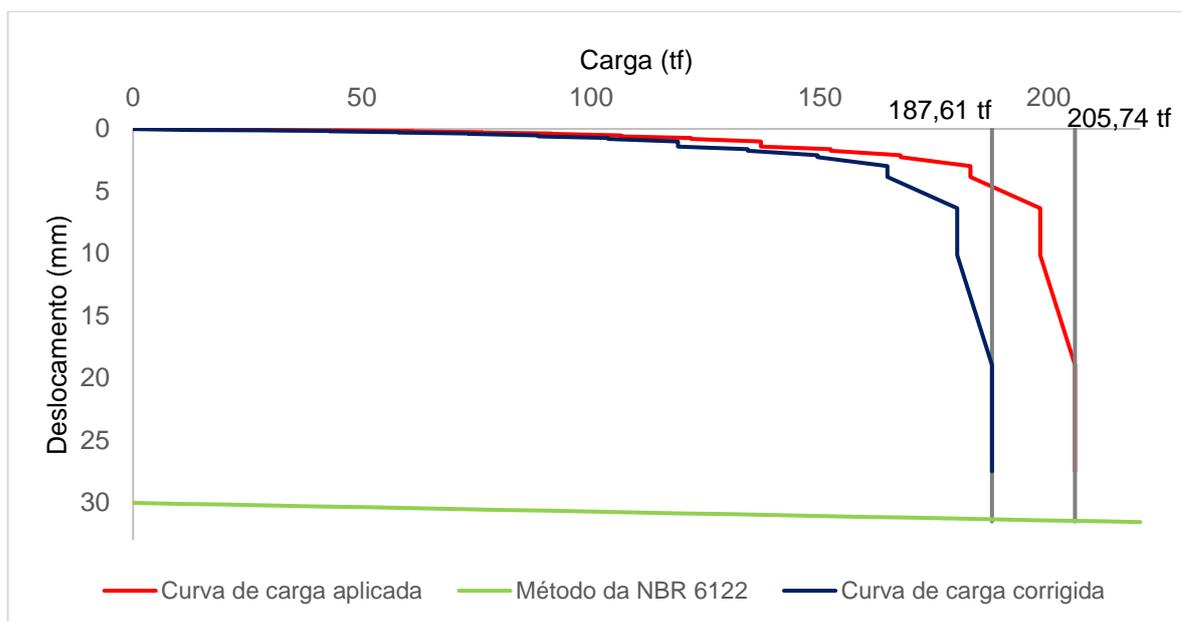


Nota-se que o método de Teixeira e Décourt-Quaresma Segunda Versão foram os que mais se aproximaram do resultado encontrado na prova de carga, obtendo 61,8% e 63,1% respectivamente. Já os métodos de Aoki-Velloso e Antunes e Cabral com o menor valor de β entre o intervalo adotado pelo método (Tabela 15), resulta em valores mais conservadores, sendo sua carga de ruptura aproximadamente um terço da carga obtida a partir do ensaio de prova de carga.

4.3 PROVA DE CARGA C

Com a curva de Carga vs Deslocamento da prova de carga C, determinou-se a carga de ruptura, obtendo-se um valor de 205,75 tf para curva de carga aplicada e 187,61 tf para a curva de carga corrigida, como pode ser observado no Gráfico 5.

Gráfico 5 - Curva de Carga vs Deslocamento (Fuste) da prova de carga C



A Tabela 18 apresenta os valores de carga de ruptura calculada pelos métodos semi-empíricos e valor obtido da curva corrigida de Carga vs Deslocamento da prova de carga C.

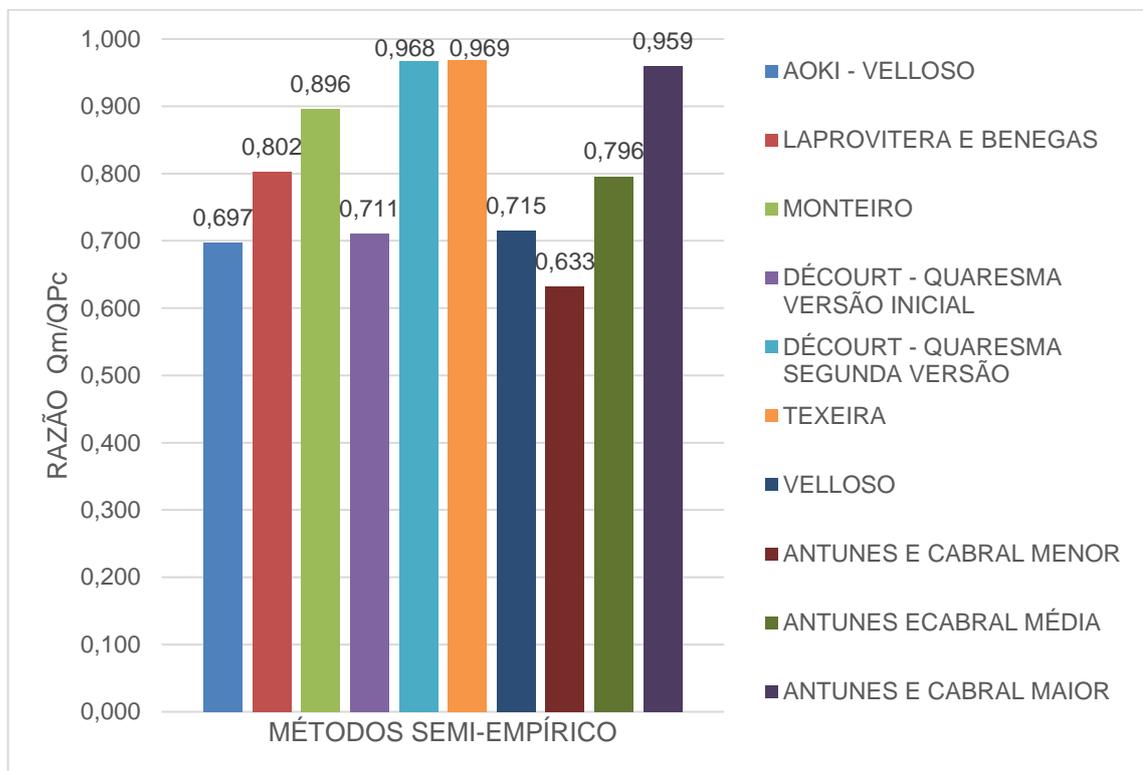
Tabela 17–Carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos e da prova de carga C

Método	Carga de ruptura calculada (tf)	Prova de carga em (tf)
Aoki - Velloso	130,76	
Laprovitera e Benegas	150,47	
Monteiro	168,15	
Décourt – Quaresma Versão Inicial	133,34	
Décourt – Quaresma Segunda Versão	181,54	
Teixeira	181,86	187,61
Velloso	134,17	
Antunes e Cabral menor	118,76	
Antunes e Cabral média	149,38	
Antunes e Cabral maior	180,00	

As observações feitas anteriormente em relação aos valores obtidos dos métodos semi-empíricos com o da prova de carga são aplicadas também a prova de carga C, em que os métodos semi-empíricos se encontram mais próximo do valor obtido a partir da curva de carga aplicada corrigida, sendo que em todos métodos, os valores calculados se encontram abaixo do valor de carga de ruptura da prova de carga.

O Gráfico 6 apresenta a comparação entre os valores do método semi-empírico com o valor de carga de ruptura da curva corrigida. Nota-se que o método de Teixeira e Décourt-Quaresma Segunda Versão se aproxima do resultado encontrado na prova de carga, tendo uma precisão de 96,9% e 96,8% respectivamente. Já os métodos de Aoki-Velloso e Antunes e Cabral com o menor valor de β entre o intervalo adotado pelo método, resulta em valores mais conservadores, sendo sua carga de ruptura aproximadamente 65% da carga obtida a partir do ensaio da prova de carga.

Gráfico 6 - Comparação entre métodos semi-empíricos com a prova de carga C



4.4 RESULTADOS ENCONTRADOS E ESTUDOS RELACIONADOS

A análise realizada com as três provas de carga mostrou que a correção feita nos valores de carga na curva de Carga vs Deslocamento, desconsiderando o peso próprio da estaca acima da célula expansiva, resulta em dados mais próximos aos valores encontrado através dos métodos semi-empíricos, logo, ao realizar essa correção nos valores de carga aplicada, tornará o ensaio mais fiel à situação encontrada em campo, sendo que os esforços estão sendo transmitido para o elemento de fundação no sentido contrário ao realizado no ensaio de prova

de carga bidirecional no trecho do fuste, em que o peso da estaca não influenciará nos resultados, devido o deslocamento estar no mesmo sentido da gravidade.

Os valores de carga de ruptura calculados pelos métodos semi-empírico mostraram-se mais conservadores em relação às provas de carga analisadas, em que todos os valores obtidos dos métodos tiveram uma razão com os dados de carga de ruptura das provas de carga menor que 1.

Os gráficos de comparação dos valores dos métodos com as provas de carga mostraram que os métodos de Teixeira e Décourt-Quaresma Segunda Versão são os que mais se aproximam dos resultados encontrados nos três ensaios, sendo que nas provas de carga A e C teve valores semelhantes ao encontrado no ensaio com uma precisão entorno de 97,5%. O Gráfico 4, que representa a comparação dos métodos com a prova de carga B, teve uma variação maior que dos outros ensaios analisados, em que a carga de ruptura calculada pelos métodos que mais se aproxima com o valor do ensaio fica entorno de 62%.

A prova de carga B e A possuem características semelhantes do que tange ao solo, apresentando apenas uma pequena variação em suas resistências a penetração do amostrador. Porém, como pode ser visto no Gráfico 2 e 4, a comparação dos resultados obtidos dos métodos semi-empíricos com o valor do ensaio resultou em um desvio maior que o da prova de carga A.

O resultado da análise expressa que a metodologia de Décourt-Quaresma Segunda Versão e Teixeira fornecem valores de carga de ruptura próximos ao encontrado na prova de carga bidirecional, no trecho do fuste, em que possibilita auxiliar na previsão do posicionamento da célula ao longo da estaca, visando no rompimento conjunto do trecho inferior a célula com o superior.

O estudo realizado com a prova de carga bidirecional, citado anteriormente nesse trabalho, obteve resultados semelhantes a essa pesquisa, em que os métodos que mais se distanciaram da carga de ruptura da prova de carga foram os de Aoki-Velloso e Pedro Paulo Costa Velloso e o que mais se aproximou foi o método de Décourt-Quaresma. Deve ser observado que o estudo em questão analisou o comportamento apenas do segmento inferior a célula de expansão e que foi realizado na cidade de Belo Horizonte, MG, em uma estaca hélice contínua e com um perfil geológico composto por predominantemente silte arenoso. Ou seja,

nota-se que apesar de terem sido estudados em solos e trecho da estaca diferentes, os resultados foram semelhantes.

5 CONCLUSÃO

Como demonstrado nesse trabalho, a prova de carga bidirecional Arcos apresenta diversas vantagens quando comparada ao método convencional. Essa metodologia surge no mercado como uma excelente alternativa econômica, segura e rápida para determinação da capacidade de carga de estacas. Alguns estudos já comprovaram a eficácia do ensaio com célula expansiva, porém, o que muitas vezes ainda a torna inviável, é a falta de confiabilidade devido à carência de um banco de dados abrangente e específico para diferentes tipologias de perfis geológicos, de modo a permitir a padronização de alguns comportamentos mecânicos desse perfil.

A fim de contribuir com esse banco de dados, o estudo comparou valores fornecidos pelas provas de carga bidirecional Arcos com alguns métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga de estacas, com o intuito de indicar qual dos métodos que mais se aproxima do resultado esperado.

Os métodos semi-empíricos abordados utilizam dados do ensaio do SPT para a previsão da carga de ruptura da estaca, em que suas equações possuem separadamente a parcela de resistência de ponta e resistência de fuste, possibilitando a análise apenas do trecho superior à célula de expansão hidrodinâmica, que trabalha somente com o atrito lateral. Os métodos se mostraram conservadores comparados com os valores obtidos pelas provas de carga, mas também eficientes na previsão da carga de ruptura, sendo que dois métodos estudados obtiveram resultados próximos ao encontrado em campo.

O estudo analisou três diferentes provas de carga, onde se pode observar que em ambas o tipo de solo predominante foi a argila siltosa e que os métodos de previsão que mais se aproximaram do resultado da prova de carga bidirecional foram os métodos de Décout-Quaresma Segunda Versão e de Teixeira. Portanto, podemos concluir que para um perfil de solo predominantemente argila siltosa, para a parte superior da estaca, os métodos que mais se aproximam dos dados de ensaio foram os de Décout-Quaresma Segunda Versão e de Teixeira.

Como complemento a essa pesquisa é sugerido a realização de análises para a parcela de ponta das estacas e também realizar novos estudos para diferentes tipologias de solo, tanto para ponta quanto para fuste, visando criar um banco de dados ainda maior.

6 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023:** Informação e documentação – Referências: Elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 6027:** Informação e documentação – Sumário: Apresentação. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6028:** Informação e documentação – Resumo: Apresentação. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

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

_____. **NBR 10520:** Informação e documentação – Citações em documentos: Apresentação. Rio de Janeiro, 2002.

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

_____. **NBR 14724:** Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos: Apresentação. Rio de Janeiro, 2011.

ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W. et al (Edit.). **Fundações:** Teoria e prática. 2. ed. São Paulo, SP: PINI, 1998.

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

DÉCOURT, L. Estacas. In: HACHICH, W. et al (Edit.). **Fundações:** Teoria e prática. 2. ed. São Paulo, SP: PINI, 1998.

HACHICH, W. et al. **Fundações:** Teoria e prática. 2. ed. São Paulo, SP: PINI, 1998.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações.** São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2013.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. In: HACHICH, W. et al (Edit.). **Fundações:** Teoria e prática. 2. ed. São Paulo, SP: PINI, 1998.

ONTIVEROS, J. A. S. G. **Estudo de carga lateral e de ponta em estacas moldadas “in loco” via metodologia alternativa de prova de carga.** Dissertação (Magister Scientiae) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2012.

PEREIRA, M. V. et al. Análise de prova de carga bidirecional em estaca hélice contínua na região metropolitana de Belo Horizonte (MG). **Revista Fundações e obras geotécnicas**, São Paulo, n. 79, abr. 2017. P. 38 - 48.

PEREIRA, C. **Estaca Hélice Contínua – Vantagens e Desvantagens**. Escolaengenharia.com. 11/06/2018. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-helice-continua/>> Acessado em: 20/06/2018

PROVA DE CARGA ESTÁTICA COM CÉLULA EXPANSIVA | ENSAIO BIDIRECIONAL. arcos.eng. Disponível em: <<https://arcos.eng.br/prova-de-carga-estatica-ensaio-bidirecional/>> Acessado em: 20/06/2018

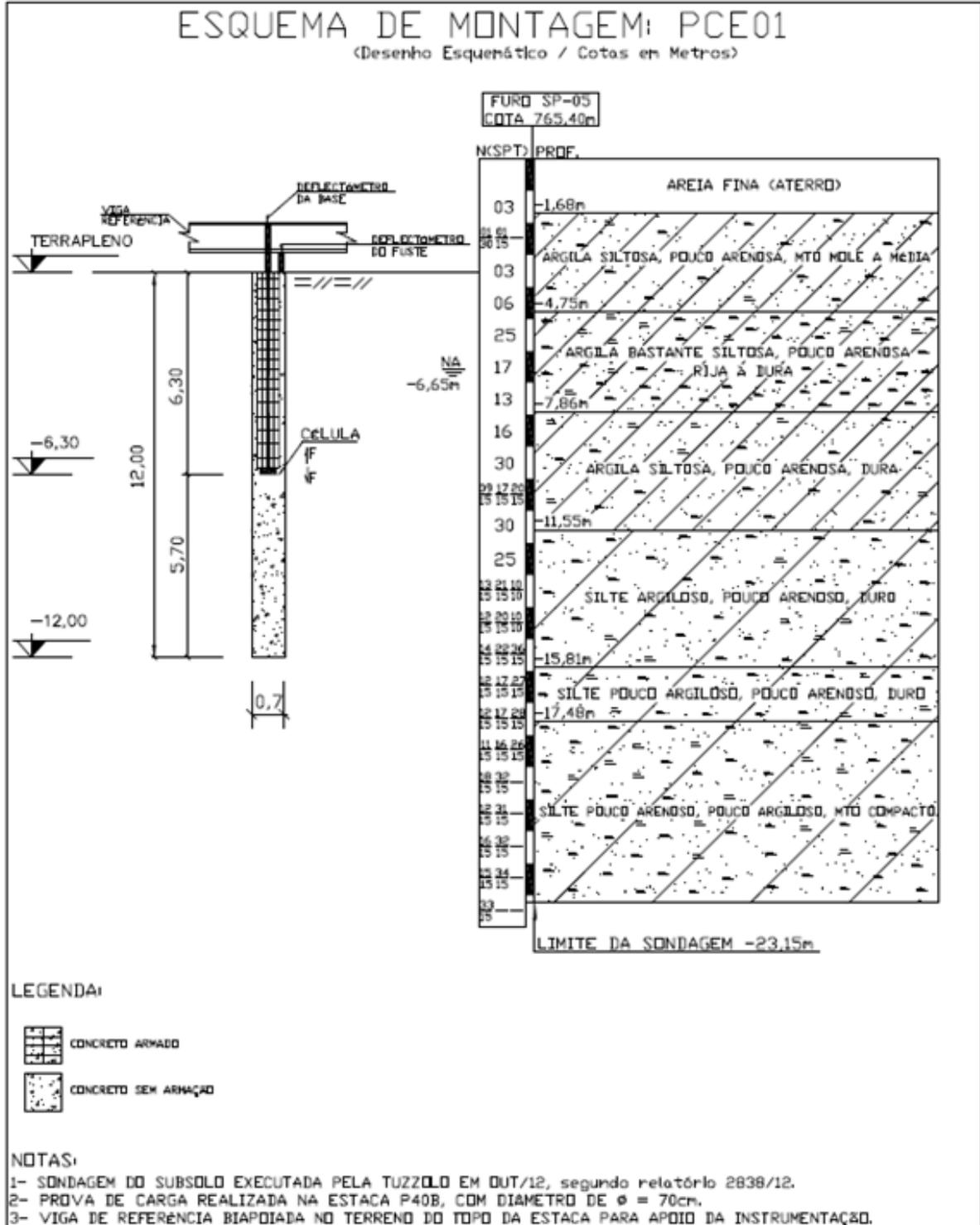
SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, P. E. C. A. F. da. **Célula expansiva hidrodinâmica: uma nova maneira de executar provas de carga**. Belo Horizonte, MG, 1983.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2011.

7 ANEXOS

7.1 ANEXO A – PROVA DE CARGA A



7.3 ANEXO C - PROVA DE CARGA C

