



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

NANDERSON RIBEIRO DA CRUZ

**DIMENSIONAMENTO DE PROJETO DE FUNDAÇÃO A PARTIR DE ENSAIO DE
PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

**PALMAS
2021**



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

NANDERSON RIBEIRO DA CRUZ

**DIMENSIONAMENTO DE PROJETO DE FUNDAÇÃO A PARTIR DE ENSAIO DE
PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação do Curso de
Bacharelado em Engenharia Civil do
Instituto Federal do Tocantins, como
exigência à obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil.

Orientador: Msc. Edivaldo Alves dos
Santos

PALMAS
2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Bibliotecas do Instituto Federal do Tocantins

C955a Cruz, Nanderson Ribeiro da
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE CAPACIDADE DE CARGA
DE ESTACAS CALCULADA POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E
POR ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA / Nanderson
Ribeiro da Cruz. – Palmas, TO, 2021.
128 p. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia
Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do
Tocantins, Campus Palmas, Palmas, TO, 2021.

Orientador: Me. Edivaldo Alves Dos Santos

1. Ensaio de prova de carga estática. 2. métodos semiempíricos.
3. Capacidade de carga. I. Santos, Edivaldo Alves Dos. II. Título.

CDD 624

A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio, deste documento é autorizada para fins
de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

**Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica do IFTO com os dados fornecidos
pelo(a) autor(a).**

NANDERSON RIBEIRO DA CRUZ

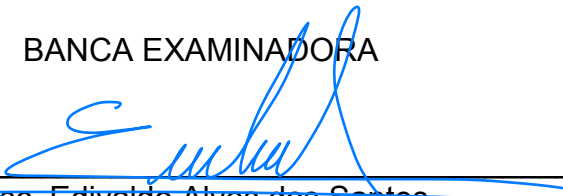
**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
CALCULADA POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E POR ENSAIO DE PROVA DE
CARGA ESTÁTICA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação do Curso de
Bacharelado em Engenharia Civil do
Instituto Federal do Tocantins, como
exigência à obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil.

Orientador: Msc. Edivaldo Alves dos
Santos

Aprovado em: 21 / 06 / 2021

BANCA EXAMINADORA



Msc. Edivaldo Alves dos Santos
Orientador

INSTITUTO FEDERAL DO TOCANTINS



Me. Cleber Decarli de Assis
INSTITUTO FEDERAL DO TOCANTINS

GILSON MARAFIGA
PEDROSO:69350140004

Assinado de forma digital por GILSON
MARAFIGA PEDROSO:69350140004
Dados: 2021.07.05 18:29:48 -03'00'

Dr. Gilson Marafiga Pedroso
INSTITUTO FEDERAL DO TOCANTINS

RESUMO

A estimativa de capacidade de carga de estacas possui destacada relevância para elaboração dos projetos de fundações, sobretudo por se constituir parâmetro de resistência do solo para fins de dimensionamento. Desta forma, identificar qual dentre os métodos de cálculo de capacidade de carga deve ser utilizado em projeto é etapa essencial para um dimensionamento seguro e econômico. Os métodos de capacidade de carga podem ser distinguidos entre si em três principais grupos: teórico, empírico e semiempírico, sendo este último o que fornece maior confiabilidade em seus resultados. Todavia, mesmo entre os métodos semiempíricos frequentemente há uma diferença significativa entre seus resultados, dificultando a tomada de decisão de qual método utilizar. Tendo isso em vista, o ensaio de Prova de Carga Estática (PCE) se apresenta como um parâmetro confiável para identificação do método semiempírico mais adequado para uma situação específica. Este trabalho, portanto, se trata de um estudo de caso o qual se propôs a realizar dimensionamento de fundação de empreendimento na cidade de Palmas-TO utilizando método de capacidade de carga mais adequado para o caso em estudo. Foi realizada a comparação entre métodos semiempíricos de capacidade de carga adotando como parâmetro de escolha ensaio de PCE. A análise comparativa se restringiu aos métodos semiempíricos Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira, Antunes e Cabral e Alonso (1996). Verificou-se que o método Alonso (1996) apresentou melhor concordância com ensaio de PCE em relação aos demais, análise realizada a partir de curvas carga x recalque. Foram realizados dois diferentes dimensionamentos da fundação, um utilizando o método Alonso e outro, o ensaio de PCE. Comparando os dois dimensionamentos, verificou-se que o cálculo da capacidade de carga utilizando o ensaio de PCE possibilitou uma redução de 24% na quantidade de estacas necessárias quando comparado com a utilização do método Alonso.

Palavras-chave: Ensaio de prova de carga estática. Métodos semiempíricos. Capacidade de carga.

ABSTRACT

The pile load capacity estimate has highlighted relevance for the elaboration of foundation projects, mainly because it constitutes a soil resistance parameter for dimensioning purposes. Thus, identifying which of the load capacity calculation methods should be used in the project is an essential step for a safe and economical dimensioning. Carrying capacity methods can be distinguished from each other into three main groups: theoretical, empirical and semi-empirical, the latter being the one that provides greater reliability in its results. However, even among semi-empirical methods there is often a significant difference between their results, making it difficult to decide which method to use. With this in mind, the Static Load Test (PCE) test is presented as a reliable parameter to identify the most suitable semi-empirical method for a specific situation. This work, therefore, is a case study which proposed to carry out the dimensioning of the foundation of a project in the city of Palmas-TO using the most adequate load capacity method for the case under study. A comparison was made between semi-empirical methods of carrying capacity, adopting the PCE test as a parameter of choice. The comparative analysis was restricted to the semi-empirical methods Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira, Antunes and Cabral and Alonso (1996). It was found that the Alonso method (1996) showed better agreement with the PCE test in relation to the others, an analysis performed from load x settlement curves. Two different dimensions of the foundation were performed, one using the Alonso method and the other the PCE test. Comparing the two designs, it was found that the calculation of the load capacity using the PCE test allowed a 24% reduction in the amount of piles needed when compared with the use of the Alonso method.

Keywords: Static charge proof test. Semi-empirical methods. Carrying capacity.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Martelo - sondagem a percussão.....	23
Figura 2 - Erguimento de martelo com amostrador	24
Figura 3 - Amostra coletada de amostrador padrão	25
Figura 4 - Exemplo de Relatório de sondagem SPT	26
Figura 5 - Estaca de comprimento L e carregamento P	28
Figura 6 - Fases de Carregamento - Capacidade de Carga	29
Figura 7 - Resistência lateral da estaca	31
Figura 8 – Exemplo de fundação profunda (estaca de seção circular).....	40
Figura 9 - Equipamento de execução de estacas Hélice Contínua Monitorada	43
Figura 10 - Sequência executiva de estaca hélice contínua monitorada.....	45
Figura 11 - Perfuração de solo - estaca hélice contínua monitorada	46
Figura 12 - Concretagem - estaca hélice contínua monitorada	47
Figura 13 - Colocação da armadura - estaca hélice contínua monitorada	48
Figura 14 - Perfuratriz hidráulica - estaca raiz.....	49
Figura 15 - Tubos metálicos recuperáveis - Estaca Raiz	50
Figura 16 - Sequência executiva de estaca raiz.....	52
Figura 17 - Perfuração - estaca raiz	53
Figura 18 - Colocação da armadura - estaca raiz	53
Figura 19 - Injeção de argamassa - estaca raiz	54
Figura 20 - Sequência executiva - estaca escavada com fluido estabilizante	57
Figura 21 - Instalação do tubo guia - estação	58
Figura 22 - Lançamento de lama bentonítica	58
Figura 23 - Colocação da armadura - estação	59
Figura 24 - Concretagem de estação	60
Figura 25 - Recalque de estaca em função de p_e e p_s	65
Figura 26 - Transferência de esforços estaca-solo (diagrama de esforço normal)....	66
Figura 27 - Propagação de tensões no solo devido à carga de ponta	68
Figura 28 - Propagação de tensões no solo devido às cargas laterais	69
Figura 29 - Ensaio de prova de carga estática utilizando cargueiras	72
Figura 30 - Primeira prova de carga estática executada com tirantes.....	73
Figura 31 - Esquema de montagem do sistema de ensaio de PCE	74
Figura 32 - Sistema de vigas de reação em formato H	74
Figura 33 - Prova de carga estática sobre estacas	75

Figura 34 - Curva de ruptura convencional	77
Figura 35 - Exemplo de planta de locação e carga de pilares.....	78
Figura 36 - Detalhamento de bloco sobre uma estaca (planta).....	83
Figura 37 - Detalhamento de bloco sobre uma estaca (corte)	83
Figura 38 - Detalhamento de bloco sobre duas estacas (planta)	84
Figura 39 - Detalhamento de bloco sobre três estacas (planta).....	84
Figura 40 - Detalhamento de bloco sobre três estacas (corte).....	84
Figura 41 - Detalhamento de bloco sobre quatro estacas (planta).....	85
Figura 42 - Detalhamento de bloco sobre quatro estacas (corte).....	85
Figura 43 - Detalhamento de bloco quadrado sobre cinco estacas (planta)	85
Figura 44 - Detalhamento de bloco retangular sobre cinco estacas (planta)	86
Figura 45 - Detalhamento alternativo de bloco - cinco estacas (planta).....	86
Figura 46 - Detalhamento de bloco sobre seis estacas (planta).....	86
Figura 47 - Detalhamento alternativo de bloco sobre seis estacas (planta)	87
Figura 48 - Exemplo de diagrama de Bland-Altman.....	88
Figura 49 - Macroetapas do trabalho	89
Figura 50 - Fluxograma de desenvolvimento do trabalho	93
Figura 51 - Locação dos furos - sondagem com SPT	93
Figura 52 - Laudo de Sondagem - SP 01	94
Figura 53 - Laudo de sondagem - SP 02	95
Figura 54 - Laudo de sondagem - SP 03	96
Figura 55 - Esquema de montagem do ensaio de prova de carga estática	98
Figura 56 - Montagem de macaco hidráulico e extensômetros	98
Figura 57 - Curva carga x recalque médio	100
Figura 58 - Curva de extrapolação utilizando método de Van Der Veen.....	101
Figura 59 - Curva carga x profundidade - métodos semiempíricos	104
Figura 60 - Recalques x Métodos de capacidade de carga	106
Figura 61 - Curva Carga x Recalque – Métodos de capacidade de carga	108
Figura 62 - Curvas carga x recalque - métodos semiempíricos e PCE	109
Figura 63 - Diagrama de Bland-Altman – Método AV e Ensaio de PCE	111
Figura 64 - Diagrama de Bland-Altman – Método DQ e Ensaio de PCE.....	111
Figura 65 - Diagrama de Bland-Altman – Método TE e Ensaio de PCE	112
Figura 66 - Diagrama de Bland-Altman – Método AC e Ensaio de PCE	112
Figura 67 - Diagrama de Bland-Altman – Método AL e Ensaio de PCE.....	113

Figura 68 - Comparação entre os diagramas Bland-Altman	113
Figura 69 - Regiões de abrangência das sondagens	115
Figura 70 - Região dimensionada com ensaio de PCE	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de K e α de acordo com o tipo de solo.....	33
Tabela 2 - Valores de F_1 e F_2 de acordo com o tipo de estaca	34
Tabela 3 - Coeficiente característico do solo (C).....	35
Tabela 4 - Valores para o fator α de acordo com o tipo de estaca.....	35
Tabela 5 - Valores para o fator β de acordo com o tipo de estaca.....	36
Tabela 6 - Valor de α de acordo com o tipo de solo e de estaca	36
Tabela 7 - Valor de β de acordo com o tipo de estaca.....	37
Tabela 8 - Valores de β_1 e β_2 em função do tipo de solo	37
Tabela 9 - Valor de β_{AL} em função do tipo de solo	39
Tabela 10 - E_c em função do tipo de estaca.....	67
Tabela 11 - Valor de E_0 em função do tipo de estaca	70
Tabela 12 – Parâmetros para dimensionamento de estacas moldadas <i>in loco</i>	80
Tabela 13 - Deslocamentos medidos no topo da estaca PC1	99
Tabela 14 - Resistência de ruptura (R_u) em função da profundidade.....	103
Tabela 15 – Recalques, em mm, à cota - 18 m.....	106
Tabela 16 - Carga admissível de acordo com cada região	115
Tabela 17 - Quantidade de estacas e insumos - Método AL x PCE.....	118

LISTA DE SÍMBOLOS

ΔL	Comprimento do segmento n ;
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração;
U	Perímetro da base da estaca;
A_b	Área da base da estaca;
D	Diâmetro da estaca;
R	Resistência total, em unidades de força;
R_L	Resistência lateral, em unidades de força;
$R_{L,n}$	Resistência lateral de um segmento n qualquer, em unidades de força;
R_p	Resistência de ponta, em unidades de força;
U	Perímetro da base da estaca;
r_L	Resistência lateral, em unidades de tensão;
r_p	Resistência de ponta, em unidades de tensão;
A_b	Área da base da estaca;
F_1	Fator de correção da resistência de ponta que leva em conta a diferença de comportamento entre o ensaio de cone e da estaca, método Aoki-Velloso;
F_2	Fator de correção da resistência por atrito lateral que leva em conta a diferença de comportamento entre o ensaio de cone e da estaca, método Aoki-Velloso;
K	Coeficiente relacionado ao tipo de solo;
α	Para o método Aoki-Velloso, razão de atrito relacionado ao tipo de solo. Para o método Décourt-Quaresma, fator de correção em função do tipo de estaca. Para o método Teixeira, parâmetro de resistência de ponta. Para o método de Van Der Veen, parâmetro que define a forma da curva;

C	Coeficiente característico do solo, em unidades de tensão;
N_P	Valor médio do índice de resistência a penetração considerando três valores: NSPT da base (ou da cota de assentamento), NSPT do nível imediatamente anterior e NSPT do nível imediatamente posterior;
N_L	Índice de resistência a penetração médio ao longo do fuste;
β	Para o método Décourt-Quaresma, fator de correção em função do tipo de estaca. Para o método Teixeira, parâmetro relacionado à resistência lateral;
β_1	Parâmetro relacionado ao tipo de solo;
β_2	Parâmetro relacionado ao tipo de solo;
α_{AL}	Coeficiente de correlação do método Alonso (1996);
$T_{mín}^{(1)}$	Média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de 8 vezes o diâmetro da estaca, medido a partir da ponta da estaca para cima, método Alonso (1996);
$T_{mín}^{(2)}$	Média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de 3 vezes o diâmetro da estaca, medido a partir da ponta da estaca para baixo, método Alonso (1996);
f_s	Resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo, calculado em função do torque ($T_{máx}$) e da penetração total do amostrador;
SPT-T	Sondagem à percussão com torque;
$T_{máx}$	Torque máximo do método Alonso (1996);
$T_{mín}$	Torque mínimo do método Alonso (1996);
β_{AL}	Parâmetro associado ao tipo de solo do método Alonso (1996);
ρ	Recalque total;
ρ_e	Encurtamento elástico da estaca;
ρ_s	Deformação vertical do solo;
L'	Comprimento final da estaca após alongamento elástico;

L	Comprimento inicial da estaca
P	Carga aplicada sobre estaca;
P_p	Mobilização de ponta da estaca;
E_c	Módulo de elasticidade do concreto;
L_i	Comprimento da camada i , cálculo do encurtamento elástico da estaca;
$\rho_{s,p}$	Recalque devido à reação de ponta;
$\rho_{s,l}$	Recalque devido à reação às cargas laterais;
$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensão total no solo;
$\Delta\sigma_p$	Acréscimo de tensão devido ao carregamento de ponta;
$\Delta\sigma_i$	Acréscimo de tensão devido ao carregamento lateral;
E_s	Módulo de deformabilidade da camada de solo;
E_0	Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;
σ_0	Tensão geostática no centro da camada;
N_k	Carga característica do pilar;
P_{adm}	Carga admissível da estaca;
γ_f	Coeficiente de majoração das ações;
γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
A_c	Área bruta de concreto;
N_d	Esforço normal de compressão de cálculo ($\gamma_f N_k$);
$\emptyset$	Bitola da armadura longitudinal;
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto;
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo do aço.
N_d	número de barras longitudinais.
S	Espaçamento entre barras de aço;

a	Dimensão do bloco na direção considerada;
a_p	Dimensão do pilar na mesma direção considerada para o bloco;
S_d	Desvio padrão;
e	Constante de Euler;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Problema de Pesquisa	19
1.2	Justificativa	19
1.3	Objetivo	21
1.3.1	Objetivo Geral.....	21
1.3.2	Objetivos específicos.....	21
2	REVISÃO DE LITERATURA.....	21
2.1	Investigação Geotécnica.....	21
2.1.1	SPT (<i>Standard Penetration Test</i>)	22
2.2	Capacidade de Carga	26
2.3	Métodos Semiempíricos	27
2.3.1	Considerações iniciais	28
2.3.2	Método Aoki & Velloso.....	32
2.3.3	Método Décourt & Quaresma (1978).....	34
2.3.4	Método Teixeira	36
2.3.5	Método Antunes & Cabral (1996)	37
2.3.6	Método Alonso (1996)	37
2.4	Fundações.....	39
2.4.1	Fundação Profunda	40
2.5	Estacas	41
2.5.1	Estacas Hélice Contínua Monitorada	42
2.5.2	Estaca Raiz	49
2.5.3	Estaca escavada com fluido estabilizante (Estação).....	55
2.5.4	Critérios para determinação do tipo de fundação	60
2.6	Recalques de Estacas	61
2.6.1	Recalques elásticos, por adensamento e por escoamento lateral.....	62
2.6.2	Recalques totais e diferenciais	64
2.6.3	Método proposto por Cintra e Aoki (2010).....	65
2.6.4	Curva Carga Recalque	70
2.7	Prova de Carga Estática (PCE).....	71
2.7.1	Execução.....	73
2.7.2	Análise dos resultados.....	76

2.8	Planta de Carga.....	78
2.9	Dimensionamento de estacas	79
2.9.1	Dimensionamento geométrico	79
2.9.2	Dimensionamento estrutural	79
2.10	Dimensionamento Geométrico de Blocos de Coroamento.....	82
2.11	Diagrama de Bland-Altman	87
3	METODOLOGIA	88
3.1	Revisão de literatura	89
3.2	Identificação do método de capacidade de carga mais adequado	89
3.2.1	Análise do laudo de sondagem	89
3.2.2	Análise da planta de locação e carga dos pilares.....	90
3.2.3	Determinação do tipo de estaca	90
3.2.4	Determinação da capacidade de carga por métodos semiempíricos	90
3.2.5	Determinação do método de capacidade de carga mais adequado	91
3.3	Elaboração do projeto de fundações.....	91
3.3.1	Capacidade de carga e recalques admissíveis	91
3.3.2	Dimensionamento das estacas.....	91
3.3.3	Dimensionamento geométrico dos blocos de coroamento	92
3.3.4	Peça técnica	92
3.4	Análise comparativa entre dimensionamentos	92
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	93
4.1	Sondagem com SPT	93
4.2	Planta de carga	97
4.3	Escolha do tipo de fundação	97
4.4	Ensaio de Prova de Carga Estática (PCE)	97
4.5	Aplicação dos métodos estimativa de capacidade de carga.....	101
4.5.1	Considerações gerais	101
4.5.2	Carga de ruptura	103
4.6	Cálculo dos recalques pelo método Cintra e Aoki (2010)	105
4.7	Aplicação do método de Van der Veen.....	107
4.8	Análise - Ensaio de PCE e Métodos semiempíricos.....	108
4.9	Dimensionamento.....	114
4.9.1	Dimensionamento pelo método Alonso (1996).....	115
4.9.2	Dimensionamento pelo Ensaio de PCE.....	116

4.10	Análise comparativas dos dimensionamentos	117
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	118
5.1	Quanto a escolha do método de capacidade de carga	119
5.2	Quanto aos projetos de fundações.....	119
	REFERÊNCIAS.....	121
	ANEXO A – PLANTA DE LOCAÇÃO E CARGA DO EDIFÍCIO	127
	APÊNDICE A – PROJETO DE FUNDAÇÕES – MÉTODO ALONSO (AL)	129
	APÊNDICE B – PROJETO DE FUNDAÇÕES – ENSAIO DE PCE.....	130

1 INTRODUÇÃO

É de concordância comum no meio técnico que a etapa da fundação possui destacada influência em um empreendimento, seja pelo aspecto técnico, executivo ou econômico. Da mesma forma, há de se reconhecer que esta também é uma etapa de grande complexidade, sobretudo devido ao comportamento singular que o solo possui em virtude de suas propriedades físicas e químicas.

Essa dificuldade intrínseca do solo é justamente um dos grandes desafios dos profissionais que atuam na área geotécnica, uma vez que não há como padronizar analiticamente seu comportamento com o mesmo nível de precisão que outros materiais, como o aço ou o concreto, por exemplo.

No que diz respeito aos métodos estimativa de capacidade de carga, Amann (2010) destaca que os mais confiáveis são os semiempíricos, uma vez que os modelos puramente teóricos apresentam alto grau de incertezas e os puramente empíricos, quando utilizados para estacas escavadas, fornecem resultados pouco representativos.

Todavia, os métodos semiempíricos correntemente utilizados no Brasil adotam diferentes considerações entre si, resultando em divergências de valores de resistência para uma mesma situação, o que adiciona um desafio a mais ao projetista quanto a qual método utilizar.

Desta forma, faz-se necessário encontrar meios que permitam conhecer melhor a dinâmica que o solo apresentará ao interagir com a fundação, a fim de identificar qual o método de capacidade de carga será mais adequado para um determinado caso. No Brasil, no que tange às fundações profundas por estacas, essa compreensão pode ser obtida por meio do ensaio de prova de carga estática, o qual é normatizado pela ABNT NBR 16903 (2020).

Nessa perspectiva, este trabalho se trata de um estudo de caso para identificar o método de capacidade de carga cujos resultados possuam maior concordância com o apresentado pelo ensaio de prova de carga estática (PCE) e, a partir dele, desenvolver projeto de fundação, o qual será comparado com projeto realizado a partir do próprio ensaio de PCE.

O caso em análise se trata de um edifício em desenvolvimento, na cidade de Palmas-TO, em que o ensaio de prova de carga estática foi realizado previamente à concepção do projeto de fundações.

1.1 Problema de Pesquisa

Uma das relevantes etapas do dimensionamento de uma fundação reside em determinar a resistência que o solo apresentará ao ser submetido ao carregamento de uma fundação. Nessa esteira, diversos autores do meio geotécnico desenvolveram consagrados métodos de estimativa de capacidade de carga, os quais, entretanto, divergem seus resultados entre si quando utilizados numa mesma situação.

Essa diversidade de métodos disponíveis e a variabilidade de valores por eles apresentados geram a seguinte incógnita a ser respondida pelo projetista de fundações: qual o método mais adequado para o dimensionamento de uma determinada fundação?

1.2 Justificativa

A concepção de uma fundação tem entre suas etapas primárias a definição do quanto de carga poderá ser aplicada no solo, sendo uma informação de destacada relevância para o desenvolvimento todas as demais fases do projeto. Tal etapa está diretamente associada à determinação da capacidade resistente do sistema solo-fundação, havendo, porém, uma grande dificuldade em determiná-la.

Dentre os motivos, destaca-se a difícil compreensão do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo. Nessa linha Albuquerque (2001) disserta que esse processo de transferência é muito complexo e está relacionado com o processo construtivo, a rigidez e a deformabilidade da estaca, com a resistência ao cisalhamento do solo, entre outros fatores, o que torna o equacionamento da capacidade de carga do solo muito difícil.

Desta forma, o meio acadêmico tem desenvolvido diversas metodologias de cálculo para determinação da capacidade de carga, formuladas com base em diferentes premissas, o que confere resultados notavelmente distintos para uma mesma situação. Logo, determinar qual o método de capacidade de carga a ser

utilizado tem sido um grande desafio, tendo em vista que os diferentes tipos de solos e fundações podem possuir um método de estimativa de capacidade de carga mais adequado para cada caso.

Diante da problemática levantada, tem-se como uma possível solução a utilização direta do ensaio de prova de carga estática (PCE) para determinação da capacidade de carga do solo, uma vez que sua execução possui grande similaridade com o comportamento real de uma estaca.

A esse respeito, devido à clareza da exposição sobre o assunto, cita-se Sestrem (2018, p. 23), que escreve:

Dentre os maiores desafios encontrados na engenharia de fundações, destaca-se a determinação da capacidade de carga de estacas que depende, entre outros fatores, do conhecimento de propriedades do solo e suas alterações, resultantes da execução da fundação e do conhecimento do mecanismo de interação solo-estaca. Tal informação pode ser obtida através de ensaios de prova de carga que fornecem a curva carga versus deslocamento e permitem avaliar a mobilização (transferência) de resistências (cargas) ao longo da profundidade.

Nessa mesma direção, Aoki (1997) leciona que o ensaio de PCE tem como objetivo reproduzir o mesmo comportamento do carregamento real de uma construção, o qual se desenvolve quase sempre de maneira progressiva, em estágios de carga na maioria das vezes crescentes. Ainda, segundo o autor, tal ensaio é feito objetivando avaliar a segurança da fundação quanto ao estado último ou de ruptura.

Assim, tem-se que o a determinação da carga admissível do solo diretamente pelo do ensaio de PCE é atualmente o meio mais indicado e confiável se comparado com os métodos teóricos, empíricos ou semiempíricos.

Todavia, no empreendimento analisado neste trabalho, apenas uma estaca de sacrifício foi submetida ao ensaio de PCE, o que torna arriscado assumir que o solo do terreno como um todo apresentará as mesmas resistências e recalques apresentados no ensaio. Desta forma, se presume pouco indicado conceber todo o projeto de fundações baseado unicamente em um ponto do ensaio de PCE.

Portanto, tendo em vista que nesse mesmo empreendimento foi realizado ensaio com SPT em vários pontos distribuídos ao longo do terreno, uma solução alternativa para determinar a capacidade de carga do solo será utilizar o método de capacidade de carga que se baseie no ensaio de SPT e que mais se aproxime dos resultados do ensaio de PCE.

Desta forma, este trabalho apresenta sua relevância ao propor identificar, por meio do ensaio de PCE, qual método de capacidade de carga utilizar no dimensionamento da fundação do empreendimento em análise.

1.3 Objetivo

1.3.1 Objetivo Geral

Utilizar ensaio de prova de carga estática (PCE) como parâmetro para identificar o método de capacidade de carga mais adequado para o dimensionamento de uma fundação.

1.3.2 Objetivos específicos

- Identificar dentre os métodos de capacidade de carga Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira, Antunes & Cabral e Alonso (1996), qual se configura como o mais adequado, tendo como base ensaio de prova de carga estática.
- Dimensionar fundação do edifício estudado a partir do método mais adequado e a partir do ensaio de prova de carga estática;
- Comparar os resultados dos dimensionamentos descrito no tópico anterior;

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Investigação Geotécnica

A investigação geotécnica (ou investigação do subsolo) tem como objetivos identificar os tipos de solos, os horizontes e as espessuras das camadas que compõem o subsolo, determinando as propriedades mecânicas e hidráulicas das camadas de interesse, além de aferir o nível de posição da água (ROCHA, 2018).

Segundo os autores Milititsky, et al. (2015) os problemas de fundações estão frequentemente relacionados à etapa de investigação do subsolo e, uma vez que é justamente o solo o responsável por suportar os carregamentos, é essencial identificá-lo e caracterizá-lo para a solução de problemas. Aguiar (2012) corrobora com tal ideia

ao afirmar que é imprescindível uma adequada investigação do subsolo para o sucesso de um empreendimento.

Tendo em vista tal importância, conforme mencionado acima, são válidos, portanto, maior dedicação e investimento para a adequada compreensão do solo. Nessa esteira, Aguiar (2012) leciona que, para que a análise de campo seja otimizada e possibilite a redução de custos nessa etapa, é útil a obtenção de informações sobre o comportamento do solo da região a partir de informações sobre características do solo de edificações vizinhas ou de mapas geológicos da região.

Todavia, faz-se necessário destacar o adendo que o próprio autor dera sobre a utilização de informações obtidas de terrenos de informações vizinhas. Segundo ele, não é possível utilizar diretamente as informações dos terrenos de edificações vizinhas para a interpretação do solo em que se irá construir, tendo em vista a possibilidade de alteração do comportamento do solo de um terreno para outro e os fatores que dependem diretamente das especificidades de cada edificação (AGUIAR, 2012).

Segundo (YAZIGI, 2009), as investigações geotécnicas podem ter uma abordagem local (*in situ* ou ensaio de campo) ou em laboratório. Todavia (ROCHA, 2018) destaca a preponderância do ensaio de campo sobre o de laboratório, uma vez que o primeiro apresenta mais vantagens à elaboração do projeto geotécnico.

No que tange aos projetos de fundações, os principais processos de investigação do subsolo, de acordo com Velloso e Lopes (2010), são: poços, sondagens a trado, sondagens rotativas, sondagens mistas, ensaios pressiométricos (PMT), ensaio de cone (CPT) e sondagem a percussão com SPT. Este último, devido sua importância para o desenvolvimento deste trabalho, será abordado com maiores detalhes a seguir.

2.1.1 SPT (*Standard Penetration Test*)

A sondagem de simples reconhecimento de solos, com SPT (*Standard Penetration Test*), segundo Schnaid e Odebrecht (2012), é reconhecidamente a ferramenta de investigação geotécnica mais utilizada no mundo, destacando-se sobretudo por sua popularidade e economicidade. Segundo os autores, no Brasil, os

resultados desse método são sistematicamente empregados tanto em fundações rasas quanto em profundas.

A sondagem com SPT se caracteriza por ser uma medida de resistência dinâmica associada a uma sondagem de simples reconhecimento (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Nessa esteira, Belincanta (1998) expõe que o ensaio SPT é de uso corrente em solo brasileiro, o qual possui robustez, simplicidade e viabilidade técnica e econômica, constituindo-se uma ferramenta capaz de oferecer amostras do solo estudado, índice de resistência a penetração e a possibilidade de se estabelecer correlações de simples entendimento.

A sondagem de simples reconhecimento de solos com SPT é normatizada no Brasil pela ABNT NBR 6484, recentemente atualizada em outubro de 2020. Segundo a referida norma o objetivo dessa metodologia de sondagem é a obtenção de três parâmetros principais:

- a determinação do tipo de solo de acordo com as suas profundidades de ocorrência;
- a posição do nível d'água;
- os índices de resistência a penetração (N), metro a metro.

2.1.1.1 Processo executivo

A execução do ensaio SPT é caracterizada, resumidamente, pela queda de um martelo de 65 kg (Figura 1) a 75 cm de altura, objetivando a cravação de um amostrador-padrão no solo (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998).

Figura 1 - Martelo - sondagem a percussão



Fonte: Adaptado de Geositu Sondagens (2018)

a) Abertura do furo

Segundo a NBR 6484 (2020), inicialmente deve-se realizar o furo utilizando trado-concha ou cavadeira até a profundidade de 1m e, em seguida, instalar segmento do tubo de revestimento.

b) Ensaio de penetração;

Vencido esse primeiro metro, inicia-se o ensaio SPT de fato, apoiando o amostrador-padrão no fundo do furo recém-aberto. Em seguida, ergue-se o amostrador até uma altura de 75 cm, em relação ao fundo do furo, e deixa-o cair em queda livre, objetivando cravá-lo no solo (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998), conforme apresentado pela Figura 2.

Figura 2 - Erguimento de martelo com amostrador



Fonte: Adaptado de APL Fundações (2018)

Esse processo de erguimento e queda (“golpeamento” do solo) deve ser repetido até que se atinja uma penetração de 45 cm, devendo-se anotar a quantidade de quedas (golpes) necessárias para cravação de cada segmento de 15 cm desses 45 cm (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998).

A soma de golpes para penetração dos últimos 30 cm é denominada N_{SPT} , sendo este o valor utilizado nos projetos de engenharia (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Pode-se, a partir desse número, determinar a compacidade, consistência, coesão e resistência do solo (REBELLO, 2008).

Encerrada a cravação dos 45 cm, avança-se para a penetração e amostragem do próximo metro. Para alcançá-lo, deve-se prosseguir com o furo utilizando trado helicoidal (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998).

c) Amostragem

Segundo a NBR 6484 (2020), a cada um metro de profundidade penetrado, deve-se colher amostras representativas de solo do amostrador-padrão, durante a execução do SPT (Figura 3). As amostras coletadas são enviadas ao laboratório para serem feitas classificações tátil-visual do solo (QUARESMA, DÉCOURT, *et al.*, 1998), que, segundo Rebello (2008), são classificados quanto a granulometria.

Figura 3 - Amostra coletada de amostrador padrão



Fonte: Adaptado APL Fundações (2018)

d) Avaliação do nível d'água

De acordo com a NBR 6484 (2020), uma vez notada a presença de água no furo, os trabalhos de perfuração do solo devem ser paralisados, a fim de verificar a posição do nível d'água e registrá-lo.

Quaresma, Décourt, *et al.* (1998) descrevem essa etapa como de primordial importância e orientam sempre esperar pela estabilização da superfície d'água para registrar a profundidade.

e) Relatório de sondagem

O relatório apresenta o perfil de subsolo de metro a metro informando o tipo de solo, características de coloração, consistência (em casos de solos argilosos),

segunda conceituação também elaborada por eles, desta vez de uma perspectiva geotécnica, a conceitua como sendo o valor que representa a condição de ruptura do elemento de fundação. Ainda, segundo os autores, o termo “capacidade de carga” pode ser encontrado na literatura geotécnica como capacidade suporte, carga última, carga de ruptura, capacidade de carga na ruptura ou capacidade de carga última.

Quanto aos métodos disponíveis para o cálculo da capacidade de carga, a literatura consagra três grandes grupos: os métodos teóricos, empíricos e semiempíricos.

Os métodos teóricos, segundo Nienov (2016) são aqueles que utilizam os parâmetros geotécnicos como ângulo de atrito, coesão, estado de tensão entre outros em seus cálculos. Já os métodos empíricos e semiempíricos são aqueles os quais utilizam dados de ensaio de campo, dentre os quais se destaca o ensaio SPT (ALBUQUERQUE, 2001).

Entretanto, as formulações essencialmente teóricas proporcionam grande grau de incertezas, o que gera bastantes dificuldades em suas utilizações na prática (AMANN, 2010). Há que se mencionar também que a utilização dos métodos empíricos é praticamente inviável, quando utilizados para cálculo de estacas escavadas, pois estes fornecem resultados de resistência do solo altamente variáveis em comparação com as suas propriedades físicas (AMANN, 2010). Portanto, os métodos semiempíricos, sobretudo os baseados nos ensaios SPT, acabam por ser os mais utilizados, principalmente no contexto brasileiro (AMANN, 2010).

Por esses motivos apresentados, este trabalho se deterá unicamente aos métodos semiempíricos para os cálculos de capacidade de carga das estacas do projeto.

2.3 Métodos Semiempíricos

Neste trabalho optou-se por trabalhar com os métodos Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Antunes & Cabral e o método Alonso (1996).

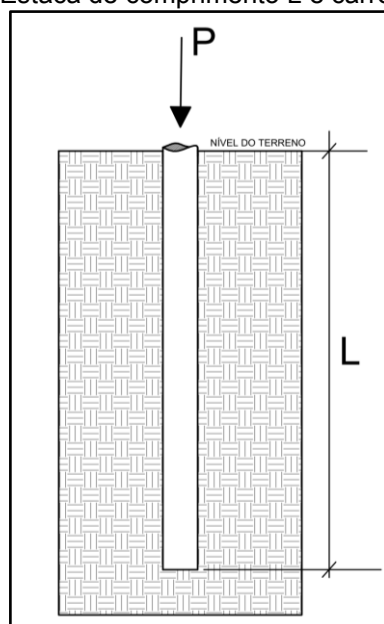
A fim de facilitar o entendimento dos métodos de cálculo de capacidade de carga, faz-se necessário, a priori, explanar sobre a lógica na qual os métodos estão

alicerçados. Para isso, será utilizado o raciocínio sobre capacidade de carga lecionado por Cintra e Aoki (2010).

2.3.1 Considerações iniciais

Segundo Cintra e Aoki (2010), com intuito de compreender a capacidade de carga em estacas, deve-se admitir inicialmente uma estaca genérica de comprimento L , submetida a um carregamento de compressão P , conforme ilustra a Figura 5.

Figura 5 - Estaca de comprimento L e carregamento P



Fonte: Próprio autor

Ainda, de acordo com os autores, para simplificação do entendimento, deve-se considerar que o sistema mobilizará primeiramente a resistência lateral (ou atrito lateral) e, só após esta ser completamente mobilizada, dar-se-á início à contribuição da resistência de ponta, até que esta também alcance seu limite. Os autores definem como P_1 e P_2 as cargas responsáveis pela mobilização total do atrito lateral (P_1) e da resistência de ponta (P_2).

Considerando a carga P inicialmente nula e aumentando seu valor gradativamente, teremos quatro fases distintas para esta, a saber:

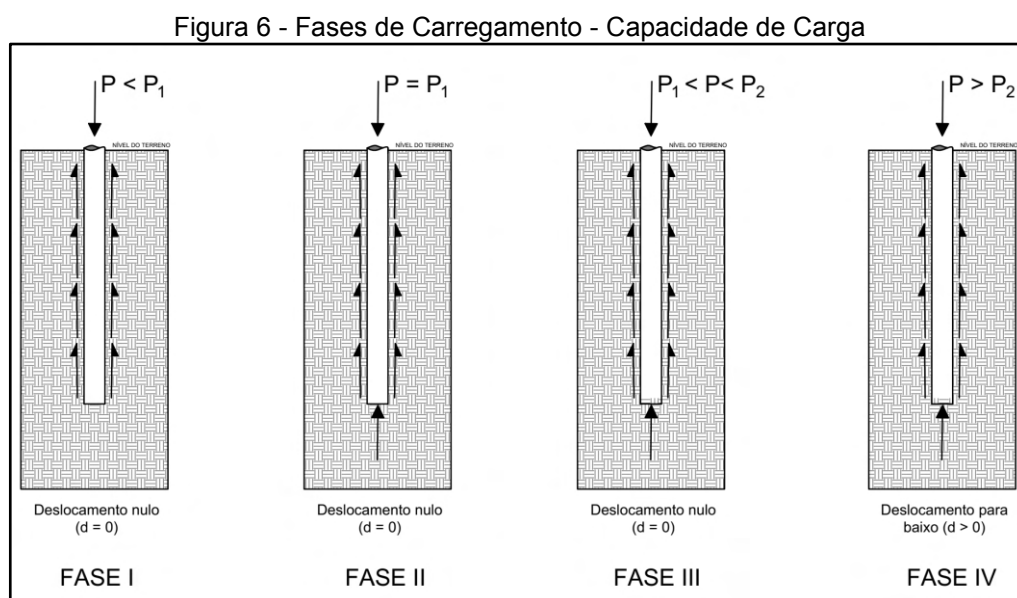
- I. $P < P_1$;
- II. $P = P_1$;
- III. $P_1 < P < P_2$;

IV. $P = P_2$.

Na fase em que $P < P_1$, haverá apenas uma mobilização parcial do atrito lateral, ou seja, a resistência lateral não atingirá seu limite, logo não haverá deslocamento. Vale reforçar que, como a resistência lateral ainda não foi mobilizada completamente, não há que se falar, nesse momento, em resistência de ponta (CINTRA e AOKI, 2010).

Avançando no carregamento, quando $P = P_1$, o atrito lateral será totalmente mobilizado em toda a estaca. Ressalta-se aqui que, caso não houvesse contribuição de ponta e a carga P_1 se mantivesse constante, a estaca tenderia a se deslocar infinitamente para baixo, pois já não haveria tensão lateral resistente para manter o sistema estático. Entretanto, como a análise completa considera a resistência de ponta, o deslocamento ainda será nulo (CINTRA e AOKI, 2010).

Ainda, segundo os autores, $P_1 < P < P_2$, inicia-se então a mobilização da resistência de ponta, que, nessa fase, estará parcialmente mobilizada, ou seja, não haverá deslocamento. Todavia, com o aumento do carregamento, no momento em que $P = P_2$, ocorrerá a mobilização completa da resistência de ponta da estaca e, caso a carga P_2 seja mantida, o elemento de fundação se deslocará infinitamente para baixo, pois tanto a resistência lateral quanto a de ponta não serão suficientes para manter o sistema em equilíbrio (deslocamento $\neq 0$). A Figura 6 representa as fases de carregamento da estaca.



Fonte: Próprio autor

A partir dessa análise, Cintra e Aoki (2010) identificam que a carga P_2 é a carga crítica que caracteriza a ruptura do sistema solo-estaca, que consequentemente passa a ser também a carga máxima (R) de resistência suportada pelo elemento de fundação.

Assim, os autores concluem que a resistência máxima (R) pode ser dividida em duas parcelas – as forças de resistência lateral (R_l) e de ponta (R_p) –, obtendo-se, portanto, a seguinte equação:

$$R = R_L + R_p \quad 2.1$$

2.3.1.1 Resistência Lateral (R_l)

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a resistência lateral pode ser calculada dividindo a estaca em n segmentos e fazendo o somatório das forças de resistência lateral correspondente a cada fração.

A força de resistência lateral de cada segmento ($R_{l, n}$) pode ser dada por:

$$R_{L,n} = U + r_L * \Delta L \quad 2.2$$

Sendo:

$R_{L,n}$ = Resistência lateral de um segmento n qualquer, em unidades de força;

U = Perímetro da base da estaca (Figura 7);

r_L = Resistência lateral, em unidades de tensão;

ΔL = comprimento do segmento n (Figura 7).

Portanto, caso a Resistência lateral total (R), para uma estaca de seção constante, será dada por:

$$R_L = U + \sum_{i=1}^n (r_l \cdot \Delta L) \quad 2.3$$

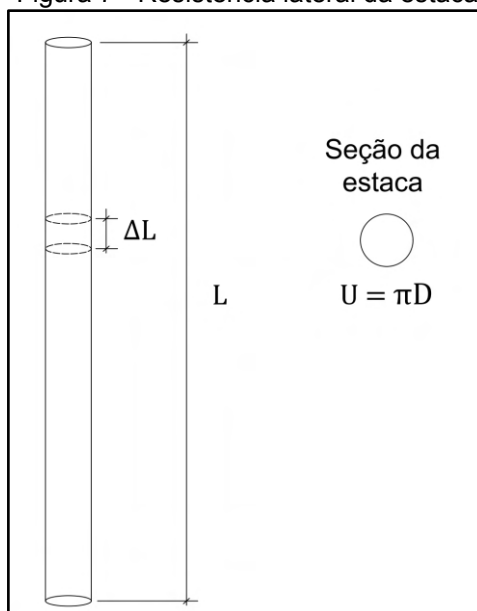
Vale observar que, para uma estaca de base circular, U é dado por:

$$U = \pi D \quad 2.4$$

Sendo:

D = Diâmetro da estaca.

Figura 7 - Resistência lateral da estaca



Fonte: Próprio autor

2.3.1.2 Resistência de Ponta (R_p)

Cintra e Aoki (2010) apresentam o cálculo da resistência de ponta como sendo o produto entre a tensão de resistência de ponta pela área da base da estaca (ponta da estaca). Assim, tem-se que:

$$R_p = r_p \cdot A_b \quad 2.5$$

Sendo:

R_p = Resistência de ponta, em unidades de força;

r_p = Resistência de ponta, em unidades de tensão;

A_b = Área da base da estaca.

Assim, pode-se calcular a resistência total ou capacidade de carga do sistema estaca-solo de acordo com a seguinte equação:

$$R = r_p \cdot A_b + U \cdot \sum_{i=1}^n (r_l \cdot \Delta L) \quad 2.6$$

2.3.2 Método Aoki & Velloso

Os engenheiros Nelson Aoki e Dirceu Alencar Velloso apresentaram, no Congresso Pan-americano de Mecânica dos Solos de 1975, o método semiempírico nomeado Aoki-Velloso (1975). Esse foi o primeiro método brasileiro de cálculo de capacidade de carga, o qual serviu de base para a elaboração dos demais métodos nacionais subsequentes (CABETTE, 2014).

Tomando como premissa a formulação sobre capacidade de carga (2.6) desenvolvida no tópico anterior, o método Aoki-Velloso (1975) equacionou as incógnitas r_p e r_l inicialmente em função do ensaio CPT, mas posteriormente as adaptou ao ensaio SPT devido à sua maior utilização pela engenharia geotécnica brasileira (CINTRA e AOKI, 2010). Segundo explica Amann (2010), essa adaptação se deu por correlações lineares entre os dois métodos. Assim foi proposto pelo método as seguintes equações.

2.3.2.1 Resistência de ponta

$$r_p = \frac{K N_{SPT}}{F_1} \quad 2.7$$

Sendo:

K = Coeficiente relacionado ao tipo de solo;

N_{SPT} = Índice de resistência à penetração;

F_1 = Fator de correção que leva em conta a diferença de comportamento entre o ensaio de cone e da estaca.

2.3.2.2 Resistência lateral

$$r_L = \frac{\alpha K N_{SPT}}{F_2} \quad 2.8$$

Sendo:

α = Razão de atrito, relacionado ao tipo de solo;

K = Coeficiente relacionado ao tipo de solo;

N_{SPT} = Índice de resistência à penetração;

F_2 = Fator de correção que leva em conta a diferença de comportamento entre o ensaio de cone e da estaca.

Desta forma, a partir da equação 2.6, o método Aoki-Velloso apresenta a seguinte equação final:

$$R = \frac{K N_{SPT}}{F_1} \cdot A_b + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_{i=1}^n (\alpha K N_{SPT} \cdot \Delta L) \quad 2.9$$

Os valores de K e α , com base na experiência dos autores e na literatura, foram tabelados de acordo com o tipo de solo (Tabela 1).

Tabela 1 - Valores de K e α de acordo com o tipo de solo

Tipo de solo	K (MPa)	α
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975, apud Cintra e Aoki, 2010)

Já os valores de F_1 e F_2 foram gradualmente modificados (CINTRA e AOKI, 2010) até chegar aos seguintes valores, de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de F_1 e F_2 de acordo com o tipo de estaca

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,8$	$2 F_1$
Escavada	3,0	$2 F_1$
Raiz, ômega e hélice contínua	2,0	$2 F_1$

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

2.3.3 Método Décourt & Quaresma (1978)

O método Décourt-Quaresma, elaborado cerca de três anos após o Aoki-Velloso, diferencia-se por calcular a resistência lateral considerando apenas o valor do N_{SPT} , sem qualquer distinção quanto ao tipo de solo de cada camada (CABETTE, 2014).

Quanto às incógnitas r_p e r_l , o método Décourt-Quaresma (1978) as equaciona da seguinte forma:

2.3.3.1 Resistência de ponta

$$r_p = C N_p \quad 2.10$$

Sendo:

N_p = Valor médio do índice de resistência a penetração considerando três valores: N_{SPT} da base (ou da cota de assentamento), N_{SPT} do nível imediatamente anterior e N_{SPT} do nível imediatamente posterior.

C = Coeficiente característico do solo, em unidades de tensão.

Os valores de C foram ajustados a partir de 41 provas de cargas executadas sobre estacas pré-moldadas de concreto (CINTRA e AOKI, 2010). Os valores de C estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficiente característico do solo (C)

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

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

2.3.3.2 Resistência lateral

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad 2.11$$

Sendo:

 N_L = índice de resistência a penetração médio ao longo do fuste.

Considerando que o método Décourt-Quaresma fora elaborado inicialmente apenas para as estacas pré-moldadas de concreto, metálicas e Franki, posteriormente, incorporou-se os fatores de correção α e β , com o objetivo de abranger mais tipologias de estacas (CINTRA e AOKI, 2010). Os valores de

Desta forma, a partir do desenvolvimento da equação 2.6 tem-se a equação final proposta pelo método Décourt-Quaresma:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L \quad 2.12$$

Os valores de α (Tabela 4) e β (Tabela 5) estão apresentados a seguir:

Tabela 4 - Valores para o fator α de acordo com o tipo de estaca

Tipo de solo	Tipos de estacas					
	Raiz	Hélice Contínua	Escavada em geral	Escavada betonítica	Injetada - altas pressões	Pré-moldadas, metálicas e Franki
Argilas	0,85	0,3	0,85	0,85	1,0	1,0
Solos intermediários	0,6	0,3	0,6	0,6	1,0	1,0
Areias	0,5	0,3	0,5	0,5	1,0	1,0

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (CINTRA e AOKI, 2010)

Tabela 5 - Valores para o fator β de acordo com o tipo de estaca

Tipo de solo	Tipos de estacas					
	Raiz	Hélice Contínua	Escavada em geral	Escavada betonítica	Injetada - altas pressões	Pré-moldadas, metálicas e Franki
Argilas	1,5	1,0	0,80	0,90	3,0	1,0
Solos intermediários	1,5	1,0	0,65	0,75	3,0	1,0
Areias	1,5	1,0	0,50	0,60	3,0	1,0

Fonte: Adaptado Cintra e Aoki (CINTRA e AOKI, 2010)

2.3.4 Método Teixeira

O método Teixeira (1996) propõe equação de capacidade de carga unificada, em função de apenas dois parâmetros, α e β (CINTRA e AOKI, 2010), os quais estão apresentados nas Tabela 6 e 8, respectivamente. O fator α está associado à resistência de ponta, e é determinado em função do tipo de solo e de estaca. Já o fator β relaciona-se ao atrito lateral e, diferente do α , não está associado ao tipo de solo, mas apenas ao tipo de estaca. Desta forma, propõe-se a seguinte equação:

$$R = \alpha N_p A_p + \beta N_L U L \quad 2.13$$

Sendo:

N_p = média dos N_{SPT} correspondentes ao intervalo de quatro diâmetros acima da cota de apoio da estaca e 1 diâmetro abaixo;

N_L = média dos N_{SPT} ao longo do fuste da estaca.

Tabela 6 - Valor de α de acordo com o tipo de solo e de estaca

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e Perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila Siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila Arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996)

Tabela 7 - Valor de β de acordo com o tipo de estaca

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

Fonte: Teixeira (1996)

2.3.5 Método Antunes & Cabral (1996)

Este método foi desenvolvido para estimativa da capacidade de carga de estacas hélice contínua, a partir da análise comparativa entre as provas de carga e a estimativa da capacidade de carga utilizando os métodos Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma (BENETTI, 2016).

Os autores também trabalharam com o conceito de resistência lateral e de ponta definidos a partir do valor do N_{SPT} e do tipo de solo, conforme a equação 2.14.

$$R = U \sum \beta_1 N_{SPT_{fuste}} + \Delta L + \beta_2 N_{SPT_{ponta}} A_b \quad 2.14$$

Sendo:

U = Perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

ΔL = Espessura da camada individual do solo;

A_b = Área da seção transversal da ponta da estaca;

β_1 e β_2 = Parâmetros tabelados em função do tipo de solo, Tabela 8.

Tabela 8 - Valores de β_1 e β_2 em função do tipo de solo

Solo	$\beta_1(\%)$	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: Antunes e Cabral (1996)

2.3.6 Método Alonso (1996)

Este método semiempírico foi inicialmente desenvolvido tendo como parâmetro resultados de ensaios SPT-T para estacas hélice contínua monitorada (BENETTI, 2016), o qual também se baseia no cálculo da carga de ruptura a partir da soma das

parcelas de resistência lateral e de ponta, mesmo fundamento utilizado nos outros métodos, conforme apresentado na equação 2.15.

$$R = \sum (U \Delta L r_l) + A_b r_p \quad 2.15$$

Sendo:

U = Perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

ΔL = Espessura da camada individual do solo;

A_b = Área da seção transversal da ponta da estaca;

Os valores de r_l e r_p são dados pelas equações 2.16 e 2.18, respectivamente.

$$r_l = \alpha_{AL} f_s \leq 200 kPa \quad 2.16$$

Sendo:

α_{AL} = coeficiente de correlação igual a 0,65, obtido a partir da bacia sedimentar Terciária da cidade de São Paulo.

f_s = resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo, calculado em função do torque ($T_{m\acute{a}x}$) e da penetração total do amostrador (h), conforme a equação 2.17.

$$f_s = \frac{100 T_{m\acute{a}x}}{0,42h - 0,032} \quad 2.17$$

Já o valor de r_p é dado por:

$$r_p = \beta_{AL} \frac{T_{m\acute{m}}^{(1)} + T_{m\acute{m}}^{(2)}}{2} \quad 2.18$$

Sendo:

$T_{m\acute{m}}^{(1)}$ = média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de 8 vezes o diâmetro da estaca (8D), medido a partir da ponta da estaca para cima.

$T_{m\acute{m}}^{(2)}$ = média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de 3 vezes o diâmetro da estaca (3D), medido a partir da ponta da estaca para baixo.

β_{AL} = parâmetro associado ao tipo de solo da região da bacia sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, conforme apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 - Valor de β_{AL} em função do tipo de solo

Tipo de solo	$\beta_{AL}(\text{kPa/kgf.m})$
Areia	200
Silte	150
Argila	100

Fonte: Alonso (1996)

Tendo em vista que o ensaio SPT-T não se difundiu no meio geotécnico nacional, o autor adaptou seu método para ser utilizado a partir de resultados de ensaios SPT a partir de correlações entre os dois ensaios obtidas estatisticamente (VIEIRA, 2015), conforme apresentado nas equações 2.19 e 2.20.

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2N_{SPT} \quad 2.19$$

$$T_{m\acute{i}n} = N_{SPT} \quad 2.20$$

2.4 Fundações

As fundações, elementos que compõem a infraestrutura de uma construção, são responsáveis por receber as cargas provenientes da superestrutura e transmiti-las ao solo, observando adequado desempenho de resistência, ou seja, segurança quanto aos possíveis modos de colapso, e utilização, a saber, adequado desempenho quanto aos deslocamentos de serviço (VELLOSO e LOPES, 2010). Branco (2006) acrescenta ainda que as fundações devem ser capazes de desempenhar sua função de modo a assegurar a necessária segurança, viabilidade econômica, confiabilidade e adequada durabilidade.

Uma fundação pode ser compreendida como um sistema composto de duas partes fundamentais e indissociáveis que trabalham conjuntamente, a saber, os elementos de fundação e o maciço geotécnico. Os primeiros são responsáveis por transmitir as solicitações advindas da superestrutura ao maciço geotécnico, que por sua vez tem a função de absorver as cargas a ele impostas (BRANCO, 2006). Desta

forma, a correta compreensão sobre o assunto deve considerar a atuação conjunta das duas partes.

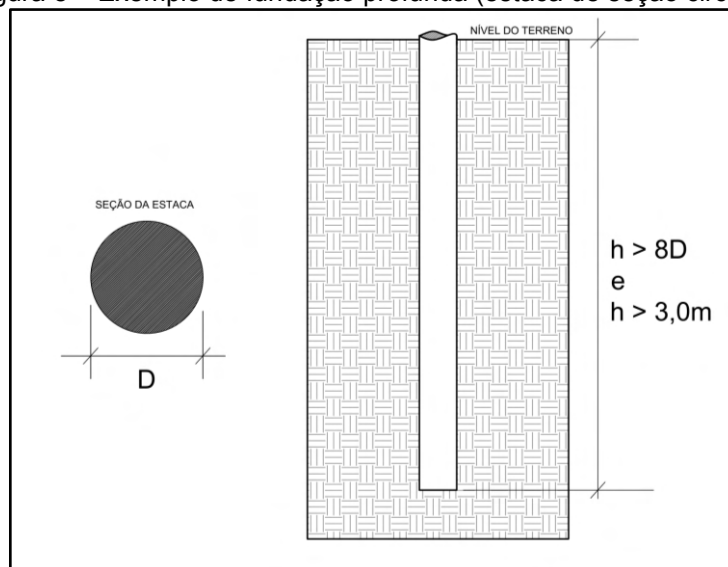
De acordo com (VELLOSO e LOPES, 2010), as fundações são correntemente classificadas em rasas (ou diretas) e profundas (ou indiretas), sendo esta última o tipo de fundação ao qual este trabalho se dedicará exclusivamente.

2.4.1 Fundação Profunda

As fundações profundas são definidas pela norma ABNT NBR 6122 (2019), como sendo aquelas cuja transmissão de cargas ao solo pode se dar pela base, pela superfície lateral ou, até mesmo, pela combinação entre as duas formas, resistência de ponta mais resistência lateral.

Ainda, segundo a norma, para que um elemento de fundação seja classificado como fundação profunda é necessário que a sua profundidade de assentamento seja de, no mínimo, oito vezes a menor dimensão em planta (ou o oito vezes diâmetro, caso a base seja circular) e a uma profundidade mínima de 3 m, conforme ilustra a Figura 8.

Figura 8 – Exemplo de fundação profunda (estaca de seção circular)



Fonte: Próprio autor

A norma classifica como fundações profundas as estacas e tubulões, valendo-se mencionar também os caixões, estes não citados nas atualizações mais recentes da norma, mas largamente utilizados, sobretudo como fundações de pontes.

A diferença entre as duas tipologias de fundações, estaca e tubulão, se dá principalmente pelo processo executivo, uma vez que as estacas não necessitam de descida de operário em nenhuma fase da execução, enquanto no tubulão, deverá, necessariamente, trabalho humano em profundidade, ao menos, nas fases finais da escavação (ABNT NBR 6122, 2019).

2.5 Estacas

Segundo a ABNT NBR 6122 (2019), estaca é o elemento de fundação em que todo o processo de execução é feito com a utilização de ferramentas e equipamentos e, como já mencionado, não há qualquer atividade humana em profundidade.

As estacas podem ser classificadas em dois tipos principais, quanto ao seu comportamento quando submetidas a carregamento: as estacas de ponta e as flutuantes. Comportamentos estes que estão intrinsecamente ligados às características do solo onde a fundação será executada.

Segundo Bezerra (2014) há situações em que as estacas podem resistir às cargas essencialmente por meio de sua resistência ponta, sendo estas intituladas *estacas de ponta*, as quais normalmente são obtidas quando as camadas do solo são classificadas como impenetrável a percussão.

Ainda, segundo o autor, existem estacas cuja resistência ao carregamento se dá predominantemente pelo atrito lateral do fuste com o solo, as quais nomeia-se *estacas flutuantes*. Observa-se aqui que as características das camadas solo são de fundamental importância para o entendimento do comportamento das estacas face aos carregamentos a elas impostos.

Já quanto ao tipo de material que podem constituir de uma estaca, Velloso e Lopes (2010) lecionam que é possível classificá-las em estacas de concreto, de madeira, de aço e mista (quando há mais de um tipo de material empregado). As estacas de concreto podem ser moldadas *in loco* ou pré-moldadas.

Alonso (2001) leciona que as estacas podem ser embutidas no solo por cravação ou por perfuração. Essas duas formas de inserção possibilitam classificar as estacas em de deslocamento e escavadas, referindo-se ao processo de cravação e perfuração, respectivamente.

Segundo Décourt (2019), estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno sem que ocorra a retirada de solo, enquanto as escavadas se caracterizam, sobretudo, pelo processo de perfuração, que implica na remoção de material, sendo eventualmente necessária a utilização de revestimentos ou líquidos estabilizantes.

Vale-se mencionar também as tipologias de estacas normatizadas pela ABNT NBR 6122 (2019), as quais são:

- a) Estaca Franki;
- b) Estaca Strauss;
- c) Estaca escavada com fluido estabilizante;
- d) Estaca escavada mecanicamente;
- e) Estaca hélice contínua monitorada;
- f) Estaca hélice de deslocamento monitorada;
- g) Estaca hélice monitorada com trado segmentado;
- h) Estaca Raiz;
- i) Estaca de reação (Mega);
- j) Estaca pré-moldada de concreto;
- k) Estaca metálica;
- l) Estaca mista;
- m) Estaca trado vazado segmentado.

Dentre as estacas normatizadas listadas acima, serão detalhadas a seguir as estacas hélice contínua monitorada (f), raiz (h) e escavadas com fluido estabilizante (c), devido a disponibilidade e corrente utilização destas no setor da construção civil do município de Palmas-TO, sendo, portanto, importante o entendimento dessas tipologias para as fases subsequentes deste trabalho.

2.5.1 Estacas Hélice Contínua Monitorada

Pertencendo à categoria das estacas moldadas *in loco*, as hélices contínuas caracterizam-se principalmente por serem executadas a partir de equipamento dotado de trado helicoidal contínuo (Figura 9), cuja haste permite a passagem de concreto sob pressão, possibilitando a concretagem simultânea à retirada do trado do solo (ANTUNES e TAROZZO, 1998).

Figura 9 - Equipamento de execução de estacas Hélice Contínua Monitorada



Fonte: Adaptado de Solofix Fundações (s/d)

Essa tipologia de estaca surgiu nos Estados Unidos e difundiu-se pela Europa e Japão na década de 80, tendo sua primeira execução no Brasil no ano de 1987. E já em meados de 1990, houve uma massificação da técnica em território brasileiro, com grande quantidade de importação das máquinas que permitiam a execução desse tipo de estaca providas da Europa, sendo estas, na época, capazes de executar furos de até 24 metros (ANTUNES e TAROZZO, 1998).

2.5.1.1 Vantagens

De acordo com Campos (2018), a estaca hélice contínua é uma técnica construtiva que apresenta vantagens interessantes, sendo até mesmo preferível pelos construtores, uma vez que estas apresentam alta produtividade, bom custo-benefício, e inexistência de ruídos e vibrações, não gerando problemas às construções vizinhas ou mesmo ao próprio andamento da obra.

Antunes e Tarozzo (1998) explicitam também que as estacas hélice contínua não causam descompressão no terreno, não geram resíduos poluentes por lama betonítica, além de serem exequíveis nos mais variados tipos de terrenos. Ressalta-se também que essas estacas podem chegar a comprimentos de até 30 metros, sendo, além disso, possível sua execução abaixo do nível do lençol freático (REBELLO, 2008).

Ainda sobre as vantagens apresentadas pela estaca hélice contínua monitorada, Rebello (2008) menciona que, pelo fato desta ser monitorada eletronicamente, é possível que se obtenha informações sobre a profundidade de perfuração, a inclinação da haste, o torque e a velocidade em que a hélice rotaciona. Essas informações são de grande relevância para um controle tecnológico e executivo na confecção das estacas gerando, ao final, produto de elevada qualidade.

Por fim, segundo Rebello (2008), as estacas hélices contínuas são indicadas para receberem cargas de pilares acima de 1000 KN (100 tf).

2.5.1.2 Desvantagens

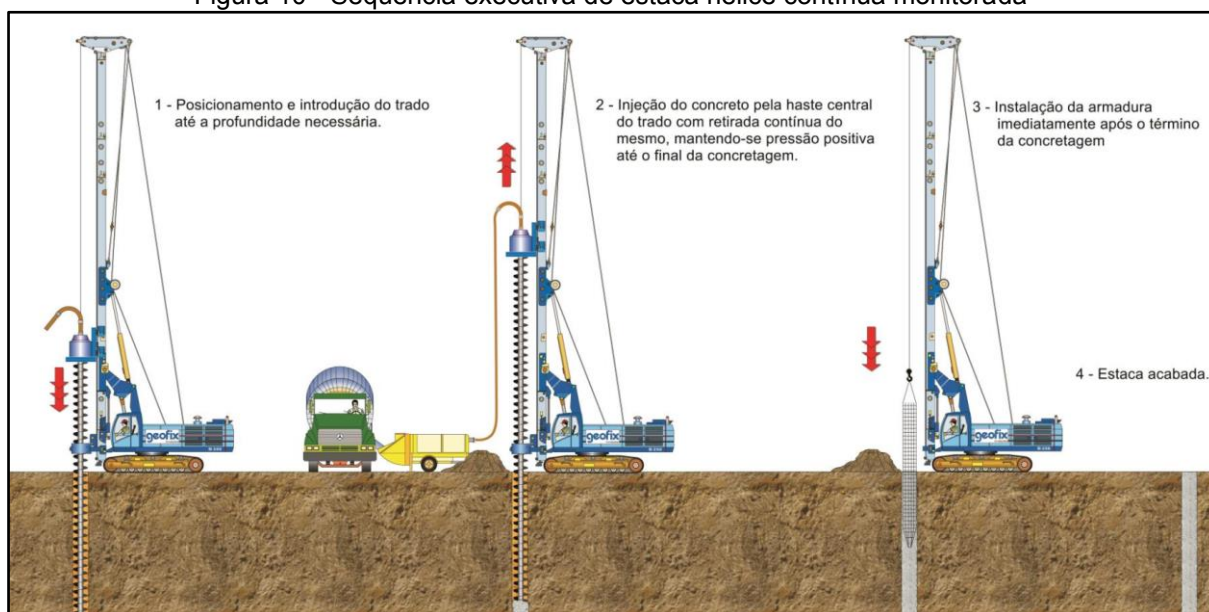
As estacas hélice contínuas, apesar da versatilidade quanto ao tipo de solo, apresentam limitações em decorrência do grande porte do seu equipamento de execução (Figura 2). Assim, é necessário que o local de perfuração seja plano e possua espaço suficiente para a fácil movimentação dessas máquinas (ANTUNES e TAROZZO, 1998). Também não é possível executá-las em solos que possuam matacões ou rochas sã (REBELLO, 2008).

Apesar de mencionado anteriormente sobre o custo-benefício dessas estacas, este só se dá a partir de uma quantidade de estacas que viabilizem o custo de mobilização dos equipamentos, pois, além da máquina de perfuração em si, é necessário que se disponha de central de concreto no canteiro e de pá-carregadeira, para remoção e limpeza do solo no entorno do furo (ANTUNES e TAROZZO, 1998). Portanto, dependendo do porte da obra, do ponto de vista econômico, essa solução pode ser impraticável.

2.5.1.3 Execução

A execução das estacas apresenta a seguinte sequência: posicionamento do equipamento sobre o ponto locado no terreno, perfuração, concretagem concomitante à retirada da hélice do furo e, por fim, colocação da armadura (CAMPOS, 2018). A Figura 10 ilustra o passo a passo de execução.

Figura 10 - Sequência executiva de estaca hélice contínua monitorada



Fonte: Adaptado de Geofix Fundações (s/d)

a) Perfuração

A etapa de perfuração se inicia com a cravação da hélice no solo e se estende até que se alcance a profundidade estabelecida em projeto. A inserção da hélice ocorre por meio da rotação de seu eixo central por motores hidráulicos conectados na extremidade da desta (VELLOSO e LOPES, 2010). A ABNT NBR 6122 (2019) recomenda que, antes do início da perfuração, deve-se verificar se a perfuratriz está corretamente posicionada e nivelada, a fim de garantir a centralização e verticalidade da estaca.

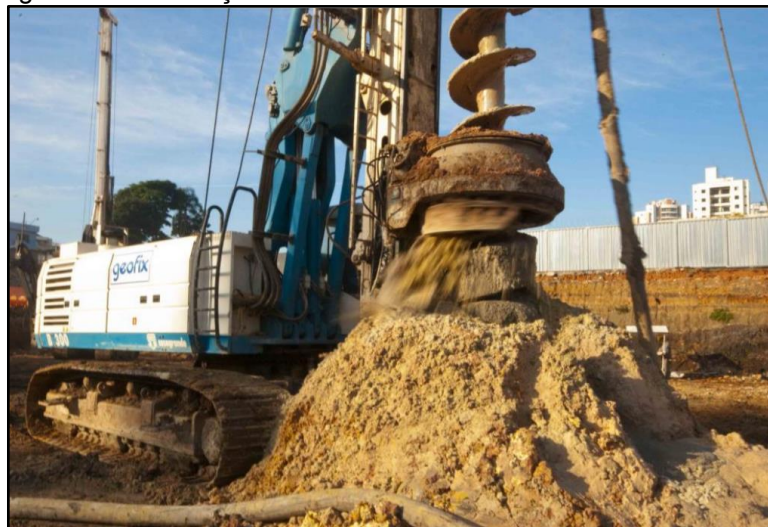
A perfuração deve acontecer de modo contínuo, sem que a hélice seja retirada do solo, permitindo assim que o furo permaneça confinado durante todo processo. Ressalte-se que é justamente a não retirada da hélice que permite a execução em presença de água e em solos coesivos ou não-coesivos (ANTUNES e TAROZZO, 1998).

Yazigi (2009) destaca que, na fase de perfuração, para que a estaca atinja capacidade de carga satisfatória, deve-se minimizar tanto quanto possível o desconfinamento entre trado e solo, sendo necessário, portanto, que se retire o menor volume de material durante a introdução da hélice.

Ainda, segundo o autor, deve-se atentar para o tipo de trado que está sendo empregado, tendo em vista a importância de se observar as particularidades do solo

onde o furo será executado para correr a escolha do trado. A Figura 11 apresenta a execução da fase de perfuração.

Figura 11 - Perfuração de solo - estaca hélice contínua monitorada



Fonte: Adaptado de Geofix Fundações (s/d)

b) Concretagem

Uma vez que se atinge a cota estabelecida em projeto, inicia-se a concretagem a partir do bombeamento do concreto pelo tubo central da haste, simultaneamente à retirada da hélice, sem que esta gire ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração (VELLOSO e LOPES, 2010).

O concreto deve ser bombeado até altura um pouco acima da cota de arrasamento da estaca, havendo possibilidade de que esta fique abaixo da superfície do terreno, necessitando, entretanto, de cuidados específicos quanto à estabilidade do trecho não concretado do furo (VELLOSO e LOPES, 2010).

A extração da hélice deve ser feita de forma que leve em consideração a pressão de bombeamento e o sobreconsumo do concreto, de forma a garantir que o concreto preencha todos os vazios durante a retirada da hélice, evitando, assim, possíveis descontinuidades na seção do fuste ou seu estrangulamento (ANTUNES e TAROZZO, 1998). Ressalta-se ainda haver evidências de melhoria do atrito lateral da estaca quando o concreto é injetado com uma maior pressão (VELLOSO e LOPES, 2010).

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2019) durante a concretagem deve-se registrar por meio do monitoramento eletrônico ao menos a velocidade de subida do trado, a pressão de injeção do concreto além do volume de concreto injetado.

Instrução essa que ressalta ainda mais a importância desses procedimentos durante a concretagem.

Quanto ao concreto, Yazigi (2009) leciona que este deve apresentar um consumo mínimo de 400 kg de cimento por metro cúbico de concreto e um abatimento de 20 cm com uma tolerância de mais ou menos 2 cm e possuir agregados de pequena granulometria, areia e pedriscos. A Figura 12 apresenta a execução da fase de concretagem.

Figura 12 - Concretagem - estaca hélice contínua monitorada



Fonte: Adaptado de União Fundações (s/d)

c) Colocação da armadura

Devido às características de execução dessa estaca, a colocação da armadura é necessariamente obrigada a ser inserida após a concretagem, o que gera algumas dificuldades inerentes a essa fase da execução, sobretudo quando a cota de arrasamento está abaixo da superfície ou abaixo do nível d'água (YAZIGI, 2009). Segundo a ABNT NBR 6122 (2019), a colocação da armadura deve ser feita imediatamente após a concretagem, reforçando ainda mais os cuidados inerentes a essa etapa.

A armadura (também chamada de armadura de gaiola) pode ser colocada manualmente pelos próprios operários, ou ainda utilizando-se peso ou vibrador (VELLOSO e LOPES, 2010). Yazigi (2009) associa o modo de inserção da armadura com o seu comprimento, uma vez que, segundo ele, é possível colocar manualmente armaduras de até 12 m de comprimento. Para comprimentos maiores, o autor explicar ser necessário utilização de pilões ou vibradores.

Ainda a respeito do comprimento das armaduras, Velloso e Lopes (2010) lecionam que estacas submetidas apenas a esforços de compressão, em geral, não necessitam de armaduras com comprimentos superiores a 4 m abaixo da cota de arrasamento. Já aquelas que receberem solicitações de tração ou esforços transversais, pode-se introduzir armaduras de comprimentos maiores, os quais, segundo os autores, podem variar de 12 a 18 m.

Quanto à armadura em si, suas barras longitudinais devem ser grossas, circundadas por estribo helicoidal, o qual deve possuir afunilamento na sua extremidade inferior, para evitar a deformação da armadura durante a sua introdução no concreto (ANTUNES e TAROZZO, 1998). E, para garantir o cobrimento de projeto, as armaduras também devem ser dotadas de espaçadores fixos (YAZIGI, 2009). A Figura 13 apresenta a execução da fase de colocação das armaduras.

Figura 13 - Colocação da armadura - estaca hélice contínua monitorada



Fonte: Adaptado de Universidade Trisul (s/d)

2.5.1.4 Critérios de projeto

Uma importante consideração de projeto estabelecido pela ABNT NBR 6122 (2019) diz respeito a consideração da contribuição de ponta da estaca hélice contínua para fins de dimensionamento. A norma estabelece que para esse tipo de estaca admite-se a contribuição de ponta desde que seja feita consideração explícita em relação a esse critério, além de que o executor da estaca deve assegurar que os procedimentos executivos mínimos determinados na própria norma sejam satisfeitos

durante a confecção da estaca, a fim de que se possa garantir o contato da ponta da estaca com o solo ou rocha.

Ademais, a norma também estabelece que a contribuição de ponta deve se limitar aos seguintes critérios:

- $R_p < R_l$;
- $(R_p + R_l)/2 = R_{adm}$

Por fim, caso não seja possível assegurar a execução dos critérios mínimos citados, a norma determina que a resistência de ponta seja nula para fins de dimensionamento.

2.5.2 Estaca Raiz

Segundo a ABNT NBR 6122 (2019), estacas Raiz são estacas moldadas *in loco*, constituídas por armadura e argamassa de areia e cimento, escavadas com perfuratriz rotativa ou rotopercussiva (Figura 14), sendo o furo completamente revestido, em todo solo, por conjunto de tubos metálicos recuperáveis (Figura 15).

Figura 14 - Perfuratriz hidráulica - estaca raiz



Fonte: Adaptado de Lan Consultoria (2012)

Figura 15 - Tubos metálicos recuperáveis - Estaca Raiz



Fonte: Adaptado de Incotep Sistemas de Ancoragem (s/d)

Desenvolvida na Itália pelo professor Fernando Lizzi na década de 1950, a atual estaca Raiz, como hoje é conhecida, foi inicialmente denominada “*Pali Radice*” e tinha como intento original o reforço de fundações e o melhoramento de solos (ALONSO, 1998).

A ideia de seu criador era criar um reticulado com estacas inclinadas em várias direções, formando uma espécie de solo armado, porém, após o término de sua patente, houve uma massificação na utilização desta estaca, não só em reforços estruturais, mas também sendo utilizadas como fundação propriamente dita em diversas situações (ALONSO, 1998).

A tecnologia chegou ao Brasil na década de 70, cerca de vinte anos depois de sua criação, e atualmente possui larga utilização no país. (BARRETO, 2014)

2.5.2.1 Vantagens

A estaca raiz é peculiar quando comparada às outras tipologias de estacas, pois pode ser utilizada em situações que seria inviável às outras (VELLOSO e LOPES, 2010).

Pode-se constatar tal afirmação, ao verificar que suas características executivas permitem que o processo de perfuração não gere choques ou vibrações, além disso, pode-se empregar ferramentas que permitam sua execução face à obstáculos, seus equipamentos são normalmente de pequeno porte, permitindo sua execução em locais de difícil acesso e ainda essa tipologia de estaca oferece a possibilidade de ser executada tanto na vertical quanto em posições inclinadas (VELLOSO e LOPES, 2010).

Há que se mencionar ainda que essas estacas podem ser executadas mesmo em solos contendo matacões (YAZIGI, 2009), ou até mesmo de atravessar maciços

rochosos (REBELLO, 2008), apresentando, portanto, aceitabilidade nos mais diversos tipos de solos.

Menciona-se ainda que essas estacas possuem alta capacidade de carga com pequenos recalques, não somente resistindo a compressão, mas também a esforços horizontais e a trações elevadas (VENÂNCIO, 2008).

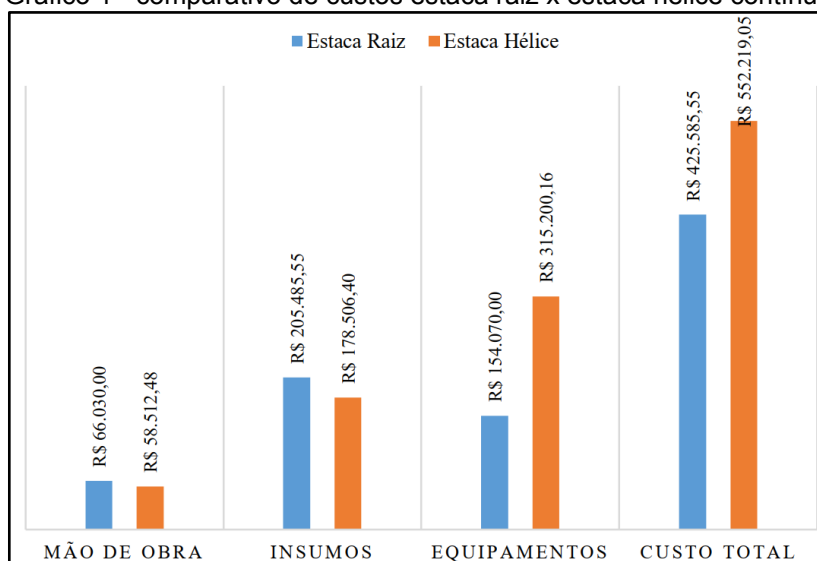
2.5.2.2 Desvantagens

Quanto às desvantagens de utilização da estaca raiz, (BARRETO, 2014) menciona, sobretudo quando comparada à estaca hélice contínua monitorada, a utilização de grandes volumes de água para limpeza do furo, a baixa produtividade executiva e o alto custo por metro linear.

Quanto a esta última, pode-se afirmar que se trata de uma desvantagem relativa e que depende de caso a caso, uma vez que trabalhos como o de Costa, et. al (2017), têm mostrado que, em determinado caso concreto, o custo final de implantação de estaca raiz fora economicamente mais viável do que o apresentado pela estaca hélice contínua.

Segundo Costa, et. al. (2017), no caso específico estudado em seu trabalho, a economia de 30% no custo final entre as duas tipologias se deu, principalmente, no custo de mobilização dos equipamentos de execução da estaca, conforme é apresentado pelo Gráfico 1.

Gráfico 1 - comparativo de custos estaca raiz x estaca hélice contínua

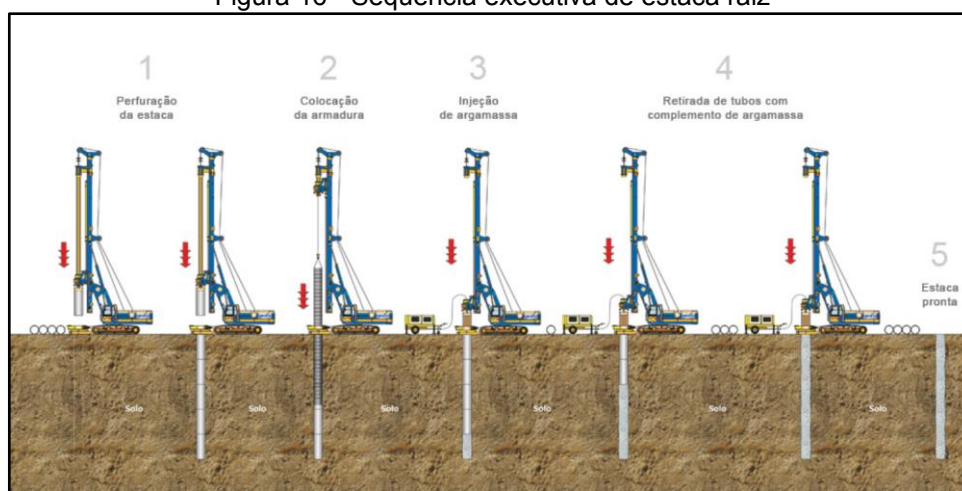


Fonte: Adaptado de Costa, Ayres, et al. (2017)

2.5.2.3 Execução

De acordo com Alonso (1998), a execução de estacas raiz pode ser dividida nas seguintes etapas: perfuração com auxílio de fluxo água, instalação da armadura, injeção de argamassa, retirada do revestimento e aplicação de golpes com ar comprimido. A Figura 16 ilustra tal sequência.

Figura 16 - Sequência executiva de estaca raiz



Fonte: Adaptado de Geofix Fundações (s/d)

a) Perfuração

O processo se inicia com a rotação de tubos metálicos recuperáveis no solo, os quais são rosqueados uns aos outros conforme a profundidade avança (ALONSO, 1998). A perfuração ocorre com auxílio de água injetada no interior dos tubos, a qual retorna para a superfície pela parte externa destes (ALONSO, 1998).

A perfuração deve ser executada até a cota prevista em projeto, podendo-se realizar a conferência da profundidade por meio da somatória dos comprimentos dos tubos utilizados (ABEF, 2012). Ressalta-se que, após o término da perfuração, ainda é necessário continuar injetando água dentro do furo com o intuito de realizar sua limpeza (ALONSO, 1998)

Observa-se aqui que, caso o solo ofereça grande resistência a penetração, pode-se optar pela utilização de brocas tricone, as quais possibilitarão a execução do pré-furo (ABEF, 2012). Já nos casos de perfuração de solo e rocha, pode-se utilizar sapara ou coroa diamantada e, ainda, a utilização de martelos pneumáticos ou hidráulicos, trabalhando assim com o sistema rotopercussivo (ABEF, 2012). A Figura 17 apresenta a execução da fase de perfuração.

Figura 17 - Perfuração - estaca raiz

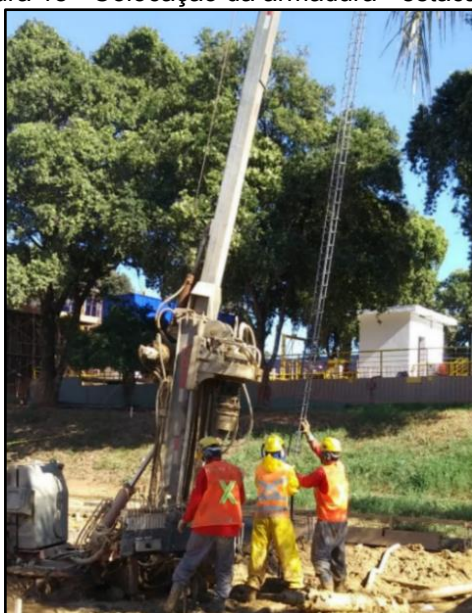


Fonte: Adaptado APL Engenharia (2020)

b) Instalação da armadura

Uma vez finalizada a perfuração, coloca-se a armadura de aço, já com seus estribos, no interior do furo (VELLOSO e LOPES, 2010). Nos casos de grandes profundidades, pode ser necessária a emenda das armaduras, sendo que em estacas comprimidas pode-se optar por simples transpasse, mas em casos de solicitações de tração é necessário a utilização de luvas ou solda (REBELLO, 2008). A Figura 18 apresenta a execução da fase de colocação da armadura.

Figura 18 - Colocação da armadura - estaca raiz



Fonte: Adaptado de APL Engenharia (2020)

c) Injeção de argamassa e retirada do revestimento

Após a inserção da armadura, procede-se a injeção de argamassa por meio de tubo, normalmente de PVC, o qual é colocado no fundo do furo, pois o preenchimento deve ocorrer de baixo para cima, até que a argamassa extravase pela boca do tubo de revestimento, para que toda água e lama seja retirada (ALONSO, 1998). A processo de injeção de argamassa será finalizado e interrompido quando a argamassa emergir limpa, não apresentando qualquer sinal de contaminação, seja por lama ou detritos (ABEF, 2012). A Figura 19 apresenta essa etapa.

Figura 19 - Injeção de argamassa - estaca raiz



Fonte: Adaptado de Lan Consultoria (2012)

Finalizada a injeção de argamassa, fecha-se o tubo metálico utilizando um tampão conectado a um compressor de ar, o qual injetará golpes de ar comprimento dentro do furo, com o objetivo de garantir o completo preenchimento do furo com argamassa. Esse processo ocorrerá concomitantemente à retirada dos tubos metálicos (REBELLO, 2008). A pressão exercida pelos golpes de ar comprimido deve ser moderada, com valores entre 0,3 e 0,5 MPa (ABEF, 2012).

Vale destacar que, à medida que os tubos são retirados, ocorre também rebaixo do nível de argamassa, necessitando que esta seja completada antes da aplicação de novo golpe de ar comprimido (ALONSO, 1998).

Quanto às características da argamassa, a ABNT NBR 6122 (2019) estabelece que esta deve ter f_{ck} mínimo e 20 MPa, um consumo mínimo de cimento na ordem de 600 kg por metro cúbico de argamassa, além de fator água/cimento entre 0,5 e 0,6.

2.5.2.4 Critérios de projeto

A ABNT NBR 6122 (2019) estabelece que a utilização de estaca raiz pode ser feitas em locais com agressividade ambiental I, II, III ou IV, além de ser permitido a utilização de argamassa com resistência a partir de 20 MPa e permite ainda a adoção de fator de minoração da argamassa de 1,6.

Ressalta-se também que a armadura deve estender sobre todo o comprimento da estaca e possuir uma porcentagem de armadura mínima de 0,4%

2.5.3 Estaca escavada com fluido estabilizante (Estação)

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2019), a estaca do tipo estação é a denominação para estaca escavada com fluido estabilizante cuja perfuração é realizada por meio de caçamba acoplada a uma perfuratriz rotativa, o que resulta em estaca de seção circular.

Segundo Yazigi (2009), os estações recebem essa denominação por serem estacas com diâmetros tipicamente grandes, acima de 70 cm, podendo chegar, segundo o autor, a diâmetros de até 3 m. Ainda, conforme o autor, em virtude dessas grandes dimensões é inviável a utilização de revestimentos metálicos em tais estacas como forma de garantir estabilidade da escavação.

Como solução para a estabilização do furo, essa tipologia de estaca escavada utiliza fluido estabilizante, sendo o mais utilizado um material denso, denominado lama bentonítica (REBELLO, 2008). Segundo Saes (1998), lama bentonítica é uma mistura de água e bentonita, argila pertencente à família das montmorilonitas – argilomineral que quando hidratado sofre grande expansão volumétrica.

A lama bentonítica, de acordo com Saes (1998), apresenta três características que lhe permite ser usada para estabilização de furos:

- I) estabilidade, devido a não decantação das partículas;
- II) capacidade de formar película impermeável;

- III) tixotropia, capacidade de desenvolver consistência líquida quando agitada e gelatinosa, quando em repouso.

2.5.3.1 Vantagens

Quanto às vantagens, Yazigi (2009) menciona o fato das estacões não produzirem qualquer tipo de vibração, pois seu processo construtivo é feito por meio de rotação. Além disso, o autor destaca a capacidade dessas estacas de alcançarem grandes profundidades, na ordem de 50 a 70 m, além da sua versatilidade quanto aos tipos de terrenos, podendo ser executado até mesmo em presença de água e atravessar pequenos matacões utilizando trépano.

Devido suas propriedades inerentes, o uso da lama bentonítica impede que os resíduos da escavação se precipitem no fundo do furo, ressaltando-se aqui que, ainda assim, é necessário fazer limpeza do fundo tendo em vista que ocorre a sedimentação de material viscoso que se forma devido à mistura da lama com partículas de solo (REBELLO, 2008).

No que diz respeito à resistência dessas estacas, Rebello (2008) as indica para situações em que é necessário grande capacidade suporte, cargas acima de 500 tf por pilar, cargas essas que, segundo o autor, já não é aconselhável a utilização de estacas hélice contínua.

Ainda quanto às vantagens, há que se mencionar que essas estacas, se comparadas com tubulões, tipo de fundação que também possui alta capacidade suporte, possuem grande rapidez de execução (YAZIGI, 2009).

2.5.3.2 Desvantagens

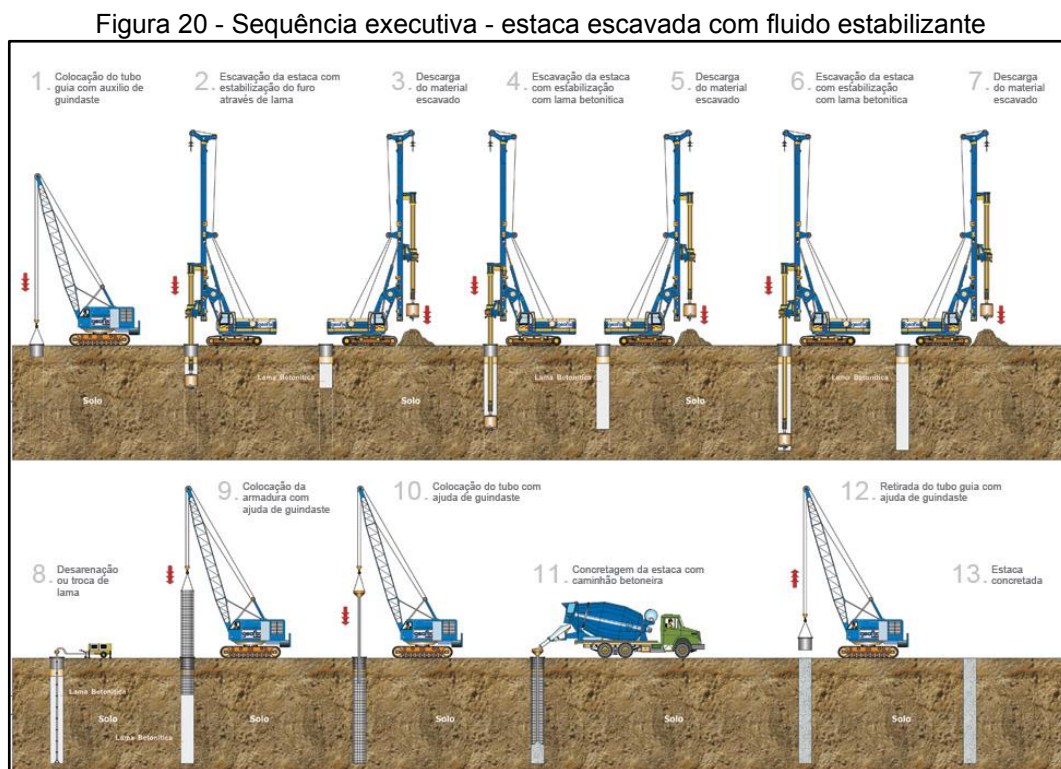
Saes (1998) faz importantes considerações sobre a execução de estacões em presença de água ou em substratos rochosos.

No primeiro caso, o autor menciona que em caso de solos cujo nível d'água esteja muito próximo da superfície ou em casos de artesianismo, sobretudo na presença de areias finas e fofas, há uma grande dificuldade de executar esse tipo de estaca, podendo ser necessário o rebaixamento do lençol freático no momento da execução.

Já quanto aos substratos rochosos Saes (1998) alerta que a utilização do trépano pode acarretar vibrações e, até mesmo, no desmoronamento das paredes do fuste escavado. Além disso, o autor destaca que no caso de rochas duras a velocidade de avanço da escavação pode ser muito lenta face ao custo muito elevado.

2.5.3.3 Execução

Segundo Saes (1998), o processo executivo das estacas escavadas com lama bentonítica deve compreender as seguintes fases: Escavação, colocação da armadura e lançamento do concreto. A Figura 20 apresenta o processo de execução do estacão.



Fonte: Adaptado de Geofix Fundações (s/d)

a) Escavação

Previamente ao início da escavação, deve-se cravar no solo, sobre a locação do furo, uma camisa metálica, também denominada tubo guia, com objetivo de proteger o topo da estaca e garantir a correta locação da estaca (SAES, 1998), conforme apresenta a Figura 21.

Figura 21 - Instalação do tubo guia - estação



Fonte: Adaptado de Roca Fundações (2013)

Em seguida pode se dar início a escavação, sempre verificando o prumo conforme a escavação avança (SAES, 1998). Destaca-se que ao mesmo tempo em que a escavação é executada, a lama bentonítica também deve ser lançada (Figura 22), observando para que sua superfície sempre esteja acima da face inferior do tubo guia (REBELLO, 2008).

Figura 22 - Lançamento de lama bentonítica



Fonte: Adaptado de Roca Fundações (2013)

Terminada a escavação, Rebello (2008) indica que seja feita a limpeza do fundo do furo, pois, como mencionado em tópico anterior, um material muito viscoso se deposita no fundo do furo. Após a limpeza, prossegue-se à colocação da armadura.

b) Colocação da armadura

A armadura previamente montada, conforme estabelecido em projeto, a depender de seu peso, deverão ser içadas até o local do furo e descidas suavemente e posteriormente presas aos tubos guias para evitar seu deslocamento no momento do lançamento do concreto (SAES, 1998). A Figura 23 apresenta a etapa de colocação da armadura.

Figura 23 - Colocação da armadura - estação



Fonte: Adaptado de Roca Fundações (2013)

Rebello (2008) destaca que, em estacas submetidas apenas a compressão, as armaduras não precisam ultrapassar 5 m de comprimento.

c) Lançamento do concreto

Após a inserção da armadura, pode-se partir para a concretagem, etapa esta que é responsável pelos mais relevantes problemas de execução desse tipo de estaca (SAES, 1998). Vale ressaltar que, em estacas escavadas com fluido estabilizante, o lançamento do concreto ocorre de maneira submersa, pois a lama bentonítica não é retirada antes da concretagem.

A concretagem deve ocorrer de baixo para cima a partir de dispositivo denominado tremonha (REBELLO, 2008). O concreto lançado no furo preenchido por lama bentonítica deve ter maior densidade do que esta, pois, a medida que a concretagem avança, a lama deve ser expulsa, ocorrendo o preenchimento da escavação de baixo para cima (SAES, 1998).

Observação importante feita por Rebello (2008) diz respeito ao lançamento do concreto não poder ser interrompido, devendo esse processo ser feito o mais rápido

possível e, no máximo, em três horas. A Figura 24 apresenta a etapa de lançamento do concreto.

Figura 24 - Concretagem de estacão



Fonte: Adaptado de Roca Fundações (2013)

2.5.3.4 Critérios de projeto

No que diz respeito a contribuição de ponta das estacas escavadas com fluido estabilizante, a ABNT NBR 6122 (2019) estabelece mesmas considerações feitas às estacas hélice contínua, conforme descrito no item 2.5.1.4.

2.5.4 Critérios para determinação do tipo de fundação

Segundo Rebello (2008), a escolha da solução de fundação que melhor se adeque a um determinado projeto deve considerar aspectos técnicos, econômicos e também perpassar pela experiência do projetista de fundações.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) aborda os critérios técnicos em cinco diferentes aspectos:

- Topografia do terreno: quanto a verificação da presença de obstáculos, necessidade de serviços de terraplenagem e a ocorrência de solos moles ou matacões na superfície;
- Características do maciço do solo: quanto à variabilidade, profundidade, compressibilidade e resistência das camadas de solo e quanto ao nível d'água;

- Dados da estrutura: quanto ao tipo de obra que será construído (edifício, ponte, torre etc.).
- Informações sobre as construções vizinhas: quanto ao tipo de estrutura, fundação e existência de subsolo e quanto aos possíveis danos que já existem e aqueles que podem ser provocados pela nova obra;
- Aspectos econômicos: quanto ao custo direto para execução da fundação levando também em consideração os prazos de execução, tendo em vista que em algumas situações a fundação pode ser inviável, não pelo custo em si, mas pela necessidade de grandes prazos para executá-la.

Rebello (2008) faz algumas considerações práticas relevantes para nortear a escolha do tipo de fundação, podendo-se mencionar, de maneira geral, as seguintes:

- Ter em mãos as cargas aplicadas nas fundações e o relatório de sondagem;
- Ter em mente que as fundações rasas são particularmente interessantes quando for possível apoiar a fundação a uma profundidade máxima de 2 m, desde que o solo apresente N_{SPT} maior que 8. Caso contrário, as fundações profundas serão mais indicadas;
- Verificar quais tipos de fundações podem ser executadas abaixo do nível d'água;
- Verificar quais as dificuldades de acesso de equipamentos para execução de um determinado tipo de fundação;
- Observar quais níveis de cargas são indicadas para os diferentes tipos de fundação.

2.6 Recalques de Estacas

Os recalques são deformações sofridas pelo solo quando submetidos a carregamentos, os quais podem provocar danos consideráveis à superestrutura (REBELLO, 2008). Menciona-se ainda, detalhe conceitual importante, que os recalques são deslocamentos verticais. (MAGALHÃES, 2005).

Ressalta-se que a previsão de recalques é uma das matérias mais desafiadoras para a Geotecnia e, por isso, deve-se considerar que os cálculos de recalques devem ser entendidos como uma estimativa (VELLOSO e LOPES, 2010).

Segundo Amancio, et al. (2014), para se estimar o recalque em fundações profundas é necessário que se tenha a disposição informações sobre as características de deformabilidade e resistência dos materiais, a estratigrafia do solo e a geometria do elemento de fundação. Segundo este autor, essas variáveis no contexto brasileiro são geralmente obtidas por meio de correlações com os resultados fornecido pelo ensaio SPT.

2.6.1 Recalques elásticos, por adensamento e por escoamento lateral

Os recalques apresentar basicamente três causas possíveis: recalques por deformação elástica, deformação por adensamento e escoamento lateral (REBELLO, 2008).

2.6.1.1 *Recalque elástico*

O recalque elástico, também chamado de recalque imediato ou instantâneo, é aquele que ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento e são mais expressivos em solos não coesivos (solos não argilosos) (REBELLO, 2008). Esse tipo de recalque ocorre com volume constante, ou seja, não há redução no índice de vazios (SOARES, 2005).

2.6.1.2 *Recalque por adensamento*

O recalque por adensamento, também chamado recalque no tempo, ocorre devido à redução de volume do solo causada pelo fechamento dos poros anteriormente preenchidos por água (REBELLO, 2008). Por conta da tensão confinante provocada pelo carregamento, a água tende a migrar de ponto de maior para o de menor pressão, deixando assim verdadeiros espaços vazios no solo, ensejando recalques.

Segundo Rebello (2008) esse é o tipo de adensamento mais relevante na análise de recalques, por ser de maior ocorrência em recalques de fundações.

Observa-se aqui que a literatura correntemente subdivide o recalque por adensamento em primário e secundário (também conhecido como recalque secular).

O recalque por adensamento primário é o recalque por adensamento propriamente dito, pois se caracteriza essencialmente pela expulsão da água, processo que, dependendo do tipo de solo, pode perdurar por alguns anos (REBELLO, 2008).

Já o recalque por adensamento secundário ocorre com a compressão do esqueleto do solo, constituído pelas partículas sólidas (CAPUTO, 1996). Tem-se, portanto, que o adensamento secundário ocorre devido a um rearranjo das partículas do maciço rochoso. A esse tipo de adensamento também se atribui o nome de recalques seculares, em virtude deste normalmente se prolongar por cem ou mais anos, a depender do tipo de solo (REBELLO, 2008).

Cabe frisar que em solos permeáveis, como é o caso dos solos arenosos, o processo de recalque se desenvolve em uma velocidade muito rápida, pois este ocorre essencialmente pelo reajuste das posições das partículas do solo (CAPUTO, 1996). Tem-se, portanto, que o recalque por adensamento ocorre caracteristicamente em solos tipicamente argilosos, solos não permeáveis.

2.6.1.3 Recalque por escoamento lateral

Segundo Rebello (2008), o recalque (ou deformação) por escoamento lateral ocorre quando há diferentes gradientes de solicitações no solo, que faz com que as partículas do solo migrem de uma região de maior tensão para outra de menor. Ainda, conforme o autor, as deformações por escoamento lateral são fenômenos característicos de solos não coesivos, como os solos tipicamente arenosos.

2.6.1.4 Recalques causados por ações externas

Há que se mencionar a existência de ações externas, aquelas que não provêm diretamente da aplicação de cargas sobre a estrutura. Essas ações também podem

provocar recalques relevantes para as análises de estabilidade de fundações. Rebello (2008) elenca os seguintes recalques ocasionados por fatores externos:

- a) Recalques provocados pelo rebaixamento do lençol freático;
- b) Recalque por solapamento como consequência de edificações;
- c) Recalques provocados por escavações próximas à fundação;
- d) Recalques em solos colapsíveis.

2.6.2 Recalques totais e diferenciais

Dentre as formas de manifestação dos recalques vale mencionar e distinguir recalque total e recalque diferencial

O recalque total é aquele que ocorre de uniformemente em todos os pontos de apoio da fundação, sendo que esses recalques podem se manifestar em intensidades muito diferentes a depender do tipo de solo e do tipo de fundação adotada (MAGALHÃES, 2005). Isso se deve ao fato de que os recalques por adensamento são os maiores responsáveis pelo recalque total (CAPUTO, 1996).

Já os recalques diferenciais são aqueles que ocorrem devido a diferença de cotas entre os recalques da estrutura, os quais provocam uma redistribuição de esforços, acrescentando esforços nos deslocamentos por meio de deslocamentos (RIBEIRO, 2019).

Rebello (2008) contribui com a conceituação de recalques diferenciais ao lecionar que estes são ocasionados devido à diferentes intensidades de deformações de um apoio para outro, intensidades essas que, dependendo de seu valor, podem provocar danos à edificação, chegando, em alguns casos, à ponto de ruína parcial ou total.

Ribeiro (2019) relaciona algumas das principais patologias causadas pelos recalques diferenciais:

- a) Danos arquitetônicos e visuais, os quais podem provocar desconfortos visuais devido às trincas em paredes e pisos;
- b) Danos à funcionalidade, os quais se manifestam principalmente devido ao desaprumo da edificação;
- c) Danos estruturais, os quais podem comprometer a segurança da edificação;

2.6.3 Método proposto por Cintra e Aoki (2010)

O método Aoki trabalha com a premissa de que uma estaca qualquer submetida a um esforço de compressão (P) sofrerá dois tipos de recalque: recalque por encurtamento elástico da estaca e por deformação vertical do solo abaixo da ponta da estaca (CINTRA e AOKI, 2010) (Figura 25). Dessa forma, o cálculo do recalque parte da seguinte equação:

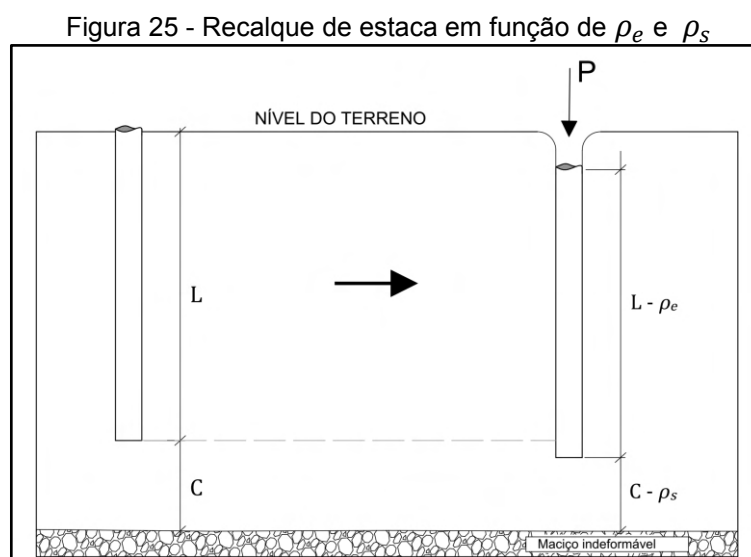
$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad 2.21$$

Sendo:

ρ = recalque total;

ρ_e = encurtamento elástico da estaca;

ρ_s = deformação vertical do solo.



Fonte: Adaptado Cintra e Aoki (2010)

A fim de facilitar a análise e determinação dos dois tipos de recalque, deve-se analisar isoladamente cada um deles.

2.6.3.1 Encurtamento elástico (ρ_e)

Considerando uma estaca qualquer de comprimento inicial (L) embutida no solo, a qual recebe a aplicação de uma carga compressão (P) em sua cabeça e está apoiada sobre base indeformável, essa estaca sofrerá encurtamento elástico (ρ_e) em

seu comprimento, de forma que o comprimento final da estaca (L'), após o encurtamento é dado por:

$$L' = L - \rho_e \quad 2.22$$

Para calcular o valor de ρ_e , o método apresentado por Cintra e Aoki (2010) parte dos seguintes pressupostos:

- O valor da carga de compressão P deve maior que a resistência lateral da estaca (R_l) e menor do que a capacidade do solo (R).

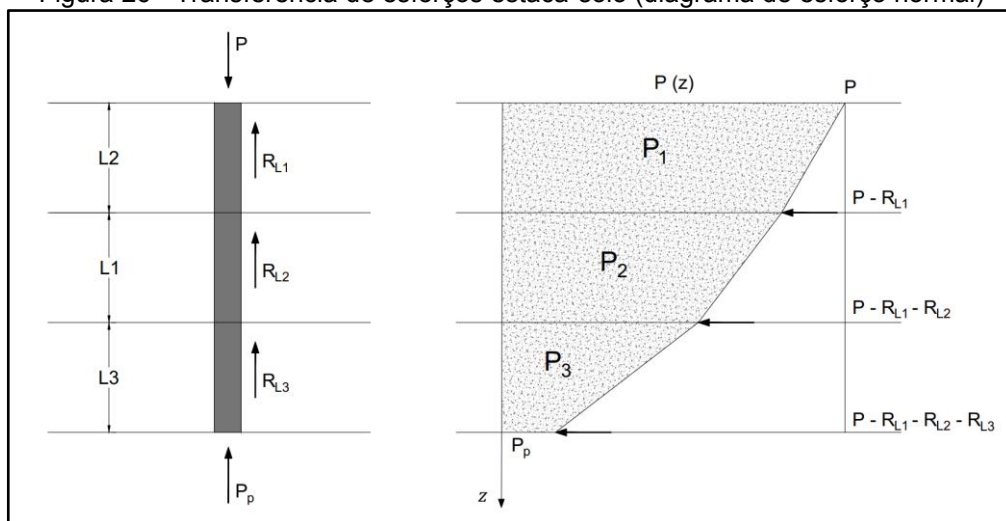
$$R_l < P < R \quad 2.23$$

- todo atrito lateral é capaz de ser mobilizado;
- a reação de mobilização de ponta da estaca (P_p) é menor do que a resistência de ponta da estaca (R_p) e capaz de proporcionar o equilíbrio das forças.

$$P_p = P - R_l < R_p \quad 2.24$$

Segundo o método, ao analisar a dissipação da carga P aplicada sobre a estaca, considera-se que o valor de P diminui linearmente ao longo do comprimento do fuste. Isso ocorre porque a mobilização lateral da estaca possibilita que ela transfira a carga recebida para o solo. Tem-se, todavia, que essa transferência ocorre em diferentes taxas que variam de acordo com o tipo de solo. Desta forma, considerando que a dissipação de cargas ocorre linearmente, podemos chegar à Figura 26:

Figura 26 - Transferência de esforços estaca-solo (diagrama de esforço normal)



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

O diagrama de esforço normal apresenta a carga dissipado ao longo da estaca. É possível perceber que no topo a carga sobre a estaca é máxima (P), pois ainda não houve transferência da carga P para o solo, mas à medida que avançamos na profundidade, é possível ver uma redução linear no valor da carga, devido à transferência de carga para o solo pela mobilização lateral.

Verifica-se ainda que, à medida que o solo muda suas propriedades (conforme muda o tipo de solo), a taxa de dissipação de carga também muda, alterando a inclinação da reta, conforme podemos verificar no diagrama acima. Deve-se, portanto, levar essa variação em consideração no cálculo do encurtamento elástico.

A partir das considerações mencionadas e aplicando a lei de Hooke, obtém-se a seguinte equação:

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad 2.25$$

Sendo:

A = Seção transversal do fuste;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

L_i = comprimento da camada i ;

Na ausência de valor específico para E_c Cintra e Aoki (2010) fornecem valores em função do tipo de estaca, de acordo com a Tabela 10.

Tabela 10 - E_c em função do tipo de estaca

Tipo de estaca	E_c (GPa)
Pré-moldada	28 a 30
Hélice contínua, Franki e estação	21
Strauss e escavada a seco	18

Fonte: Adaptado Cintra e Aoki (2010)

2.6.3.2 Deformação vertical do solo (ρ_s)

Devido à transmissão das cargas da estaca para o solo, conforme mencionado no item anterior, as camadas de solo subjacentes à ponta da estaca até o maciço indeformável sofrerão deformações verticais, designadas recalque vertical do solo (ρ_s) (CINTRA e AOKI, 2010).

O valor de ρ_s pode ser subdividido em uma parcela relativa às cargas laterais e outra às cargas de ponta, conforme a equação a seguir:

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,l} \quad 2.26$$

Sendo:

$\rho_{s,p}$ = recalque devido à reação de ponta;

$\rho_{s,l}$ = recalque devido à reação às cargas laterais.

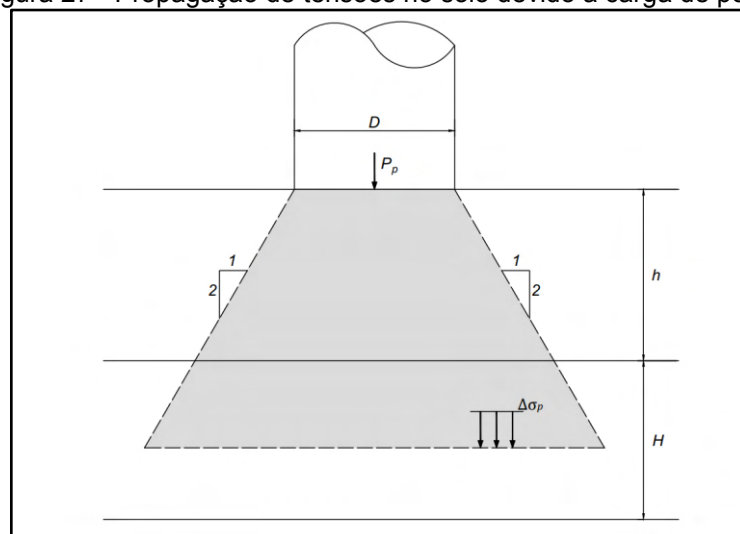
As parcelas supracitadas são definidas em termos de acréscimo de tensão, havendo, portanto, um acréscimo de tensão devido ao carregamento de ponta ($\Delta\sigma_p$) e outro ao carregamento lateral ($\Delta\sigma_i$), obtendo-se, desta forma o valor do acréscimo de tensão total ($\Delta\sigma$). Assim:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_i \quad 2.27$$

Para a determinação dos acréscimos de tensão lateral e de ponta, considera-se que o acréscimo de tensão será gerado em uma camada subjacente qualquer de altura H , cuja distância do seu topo ao ponto de aplicação da carga é de h e pressupõe-se que a propagação das tensões se dê na ordem de 1:2 (CINTRA e AOKI, 2010).

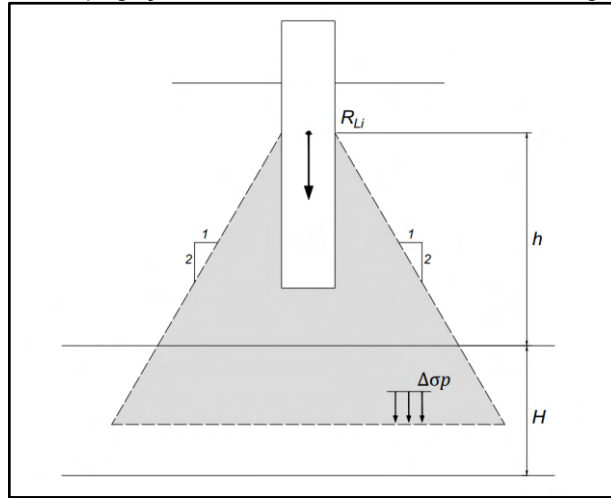
As figuras a seguir ilustram a propagação das tensões no solo devido às cargas de ponta (Figura 27) e laterais (Figura 28).

Figura 27 - Propagação de tensões no solo devido à carga de ponta



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Figura 28 - Propagação de tensões no solo devido às cargas laterais



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

De acordo com o apresentado nas figuras o valor de $\Delta\sigma_p$ e $\Delta\sigma_i$ correspondem ao acréscimo de tensão na altura média da camada e podem ser calculados a partir das seguintes fórmulas:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad 2.28$$

Sendo:

P_p = Carga atuante na ponta da estaca;

D = Diâmetro da seção da estaca.

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 R_{Li}}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad 2.29$$

Sendo:

R_{Li} = Parcelas de cargas laterais da estaca;

Desta forma, de acordo com o método Aoki, ρ_s pode ser reescrito nos seguintes termos, com base na Teoria da Elasticidade:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad 2.30$$

Sendo:

$\Delta\sigma$ = acréscimo de tensão total, conforme a equação (2.19)

E_s = Módulo de deformabilidade da camada de solo;

H = altura da camada de solo;

Para o cálculo de E_s , dispõe-se da seguinte fórmula:

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad 2.31$$

Sendo:

E_0 = módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_0 = Tensão geostática no centro da camada;

n = expoente relacionado ao tipo de solo: $n = 0,5$ para solos granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas.

De acordo com Aoki (1984) o valor de E_0 pode ser determinado em função do tipo de estaca, do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e do coeficiente K (obtido na Tabela 1), de acordo com a Tabela 11.

Tabela 11 - Valor de E_0 em função do tipo de estaca

Tipo de estaca	E_0
Cravadas	6 K N_{SPT}
Hélice contínua	4 K N_{SPT}
Escavadas	3 K N_{SPT}

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

2.6.4 Curva Carga Recalque

A determinação da curva carga-recalque, ainda que seja aproximada, é essencial, uma vez que a partir dela é possível interpretar corretamente os dados de provas de carga além de possibilitar um correto dimensionamento (DÉCOURT, 1998).

Aoki e Cintra (2010) apresentam a metodologia de estimativa da curva-recalque proposta por Aoki (1979) a qual toma como partido a expressão de Van Der Veen (1953). A partir dessa metodologia obtém-se a seguinte expressão, a qual modelará a curva carga-recalque.

$$P = R(1 - e^{a-\rho}) \quad 2.32$$

Sendo:

P = valor da carga atuante, sendo que $R_L < P < R/2$;

R = capacidade de carga;

α = parâmetro que define a forma da curva;

ρ = estimativa do recalque.

O valor de α pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\alpha = \frac{-\ln\left(1 - \frac{P}{R}\right)}{\rho} \quad 2.33$$

2.7 Prova de Carga Estática (PCE)

A utilização crescente de fundações profundas acarretou a necessidade de se encontrar meios que permitissem a avaliação de desempenho destes elementos, o que se tornou estímulo para execução de ensaios que possibilitasse tal aferição e oferecesse maior segurança aos projetistas e construtores (DANTAS, 2018).

A prova de carga estática é um dos ensaios mais relevante utilizados em engenharia de fundações e apresenta destacada vantagem por repercutir o complexo comportamento que o sistema solo-fundação apresenta diante do carregamento da infraestrutura (NIYAMA, AOKI e CHAMECKI, 1998). Nessa esteira, Longane (2012) contribui declarando que este é o tipo de ensaio que mais se assemelha ao carregamento provenientes da estrutura, apresentando também resultados que abrange as complexidades de execução.

Dantas (2018), afirma que esse ensaio é um importante meio para o controle de qualidade das fundações, uma vez que permite a verificação de desempenho de elementos predominantemente enterrados e em que os problemas de construção sejam de difícil percepção.

De acordo com a ABNT NBR 12131 (2006), ensaio de prova de carga estática se caracteriza na aplicação de esforços estáticos à estaca e no registro dos deslocamentos correspondentes. Niyama, Aoki e Chamecki (1998) corroboram com a compreensão ao afirmar que este é um ensaio do tipo tensão-deformação executado em elemento estrutural de fundação de uma obra ou de teste, cujo objetivo consiste,

sobretudo, em verificar seu desempenho quanto à carga de ruptura e o desenvolvimento dos recalques. O ensaio possibilita ao final a construção de um gráfico carga x deslocamento.

O ensaio de prova de carga pode ser executado de forma dinâmica ou estática, sendo que a segunda a mais utilizada por refletir maior semelhança com o carregamento provenientes da estrutura (LONGANE, 2012).

Segundo Alonso (2018), o controle da capacidade de carga de fundações por meio de prova de carga se iniciou no Brasil com a chegada das estacas do tipo Franki no país a partir de 1935. Segundo o autor, o ensaio inicialmente consistia na utilização de cargueiras que eram executadas com qualquer tipo de material pesado disponível, os quais serviam como reação ao carregamento imposto sobre a fundação (Figura 29).

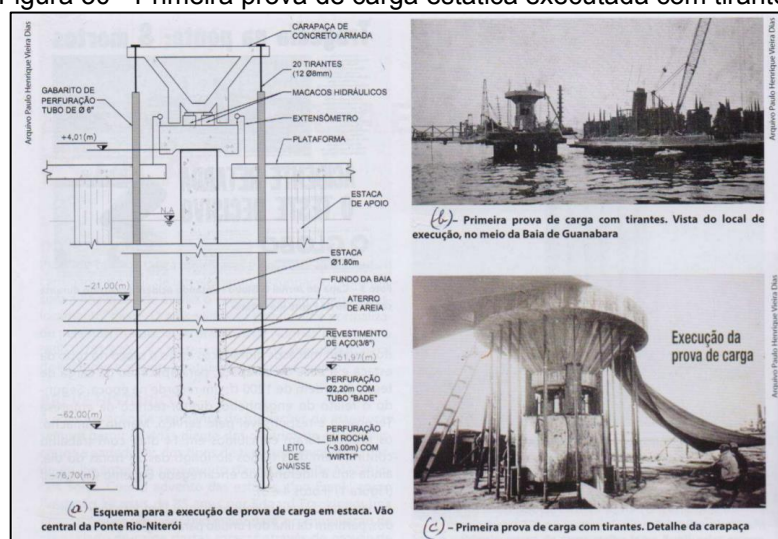
Figura 29 - Ensaio de prova de carga estática utilizando cargueiras



Fonte: Alonso (2018)

Todavia, no ano de 1970, após grave acidente com vítimas fatais ocasionado durante ensaio com cargueiras durante a construção da ponte Rio-Niterói, o ensaio de prova de carga estática passou uma significativa evolução executiva ao substituir as cargueiras por um sistema de reação utilizando tirantes ancorados ao solo (Figura 30), o qual foi pioneiro no Brasil e desenvolvido pelo professor Costa Nunes ALONOSOSO. O método utilizando tirantes de reação é utilizado até os dias atuais.

Figura 30 - Primeira prova de carga estática executada com tirantes



Fonte: Alonso (2018)

2.7.1 Execução

Até a data de 29 de setembro de 2020, vigorava a norma ABNT NBR 12131 de 2016, a qual recentemente foi substituída pela ABNT NBR 16903 (2020), a qual especifica o ensaio de prova de carga estática para fundações profundas.

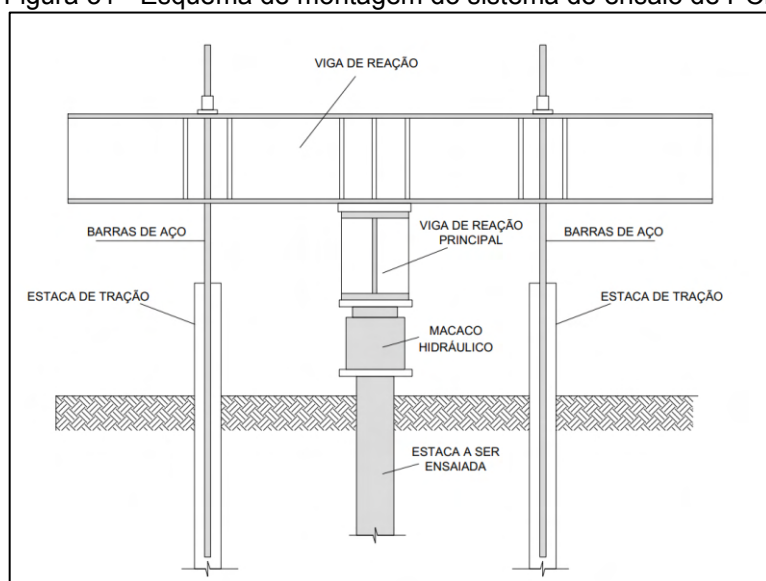
A etapa inicial consiste em estabelecer os propósitos e objetivos do ensaio, devendo-se em seguida ser realizado um programa de ensaio contendo a carga máxima a ser aplicada, o número de estágios de carregamento e a duração do teste (DANTAS, 2018).

2.7.1.1 Montagem do sistema de reação

O ensaio de prova de carga a compressão pode ser feito com sistema de vigas de reação a qual mantém o macaco hidráulico devidamente posicionado sobre o elemento de fundação (Figura 31). A viga de reação pode ser mantida em sua posição por meio de estacas tracionadas executadas para esse fim (NIYAMA, AOKI e CHAMECKI, 1998).

As estacas de tração são executadas ao redor da estaca a ser ensaiada, as quais recebem barras de aço que se prolongam até as vigas de reação, sendo devidamente fixada a elas, conforme a Figura 31.

Figura 31 - Esquema de montagem do sistema de ensaio de PCE



Fonte: Adaptado de Alonso (2018)

O ensaio de prova de carga pode ser realizado em caso de obras já executadas. Nesses casos, pode-se utilizar a estrutura da edificação como sistema de reação, desde que seja verificada a compatibilidade entre as características e conservação da estrutura e os carregamentos necessários para o ensaio (NIYAMA, AOKI e CHAMECKI, 1998).

Um dos cuidados que se deve ter com as vigas de reação diz respeito à possibilidade de seu tombamento durante execução do ensaio, sendo por isso, recomendado que o sistema de reação se faça por vigas dispostas em H ou em cruz, a fim de proporcionar maior rigidez à estrutura de reação, conforme apresenta a Figura 32.

Figura 32 - Sistema de vigas de reação em formato H



Fonte: Alonso (2018)

2.7.1.2 Realização do ensaio

O ensaio se desenvolve com a aplicação de cargas por meio um ou mais macacos hidráulicos os quais atuam contra um sistema de reação estável (SILVA, 2013) (Figura 33). O ensaio é dividido em estágios de carregamento constante com tempos previamente definidos nos quais são realizadas as medições de recalques (DANTAS, 2018).

Os deslocamentos verticais são monitorados por meio de extensômetros (medidores de deslocamentos), graduados com nível de precisão de centésimos de milímetros, colocados diametralmente opostos entre si, com objetivo de verificar possíveis rotações no topo da estaca (SILVA, 2013). Ademais, deve-se ter uma atenção especial quanto a esses medidores quanto à sua calibração prévia ao ensaio (NIYAMA, AOKI e CHAMECKI, 1998).

O ensaio de prova de carga estática pode ser realizado com diversos modelos de carregamento, sendo o mais usual os de carregamento lento (LONGANE, 2012). Entretanto, existem variações ao carregamento lento (SML, *slow maintained load test*), como o ensaio com carregamento a uma velocidade de recalque constante (CPR, *constant rate of penetration test*), ensaio de carregamento rápido em estágios (QML, *quick maintained load test*), ensaio de carregamento cíclico, entre outros (NIYAMA, AOKI e CHAMECKI, 1998).

Figura 33 - Prova de carga estática sobre estacas



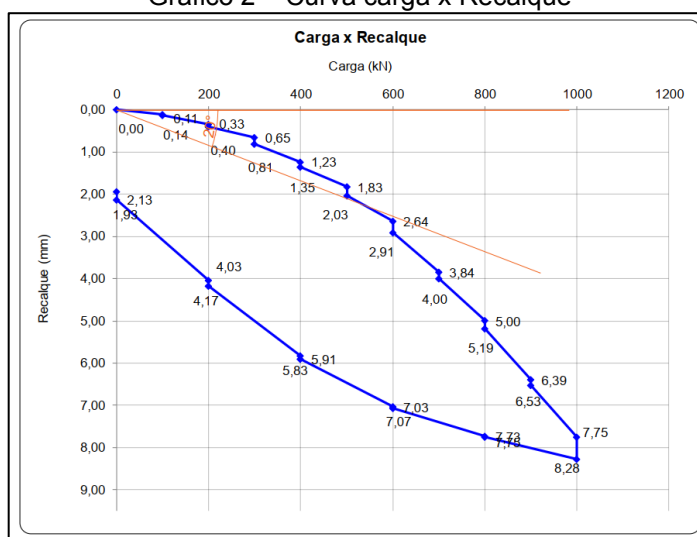
Fonte: Adaptado de Teknier (s/d)

Quanto ao carregamento aplicado, este pode se desenvolver até a ruptura do elemento de fundação ou, nos casos em que não for possível atingir tal carga, ao menos duas vezes a carga admissível (LONGANE, 2012).

A NBR regula a quantidade mínima de ensaio de prova de cargas que devem ser executados em 1% da quantidade de estacas existente na fundação, valor este, segundo Dantas (2018), insuficiente para realizar uma análise estatística adequada, mas que demonstra a importância da realização deste ensaio.

O resultado do ensaio deverá gerar como produto gráfico de carga x recalque, conforme apresentado no Gráfico 2.

Gráfico 2 – Curva carga x Recalque



Fonte: Dantas (2018)

2.7.2 Análise dos resultados

Na interpretação dos gráficos, pode-se classificar o comportamento da curva carga-recalque quanto ao tipo de ruptura, sendo:

- Ruptura geral: ocorre quando, na aplicação de carregamento constante, o recalque se desenvolve sem haver estabilização (DANTAS, 2018). Nessa situação, a curva sofre uma verticalização. Esta é a situação de análise mais simples, pois é nítido o carregamento de ruptura;
- Ruptura local: Quando o carregamento cresce de modo gradual e acompanhado de um recalque expressivo, mas estabilizado (DANTAS, 2018). É o tipo que ocorre com maior frequência e normalmente exige extrapolação do gráfico para obtenção da carga de ruptura.

- c) Sem indícios de ruptura: ocorre em situações em que a curva se desenvolve de modo linear, sem que ocorra recalques expressivos ou apresente indícios de ruptura (DANTAS, 2018).

Todavia, Leandro alerta que uma interpretação exclusivamente visual do gráfico carga x recalque nem sempre é o meio mais preciso para extrair carga de ruptura do ensaio, pois, a depender da escala que se utiliza na elaboração do gráfico, os resultados podem aparentar uma ruptura geral enquanto, na realidade, esta não ocorrerá. Por isso, faz-se necessário utilizar alguma regra matemática para obtenção da carga de ruptura (Fellenius, 1975 apud Silva, 2013).

A ABNT NBR 6122 (2019) estabelece expressão (equação 2.26) para extrapolação da curva carga x recalque de ensaio de prova de carga estática de estacas, para situação em que a curva não apresentar ruptura nítida.

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (2.26)$$

Sendo:

Δ_r = recalque de ruptura convencional (Figura 34);

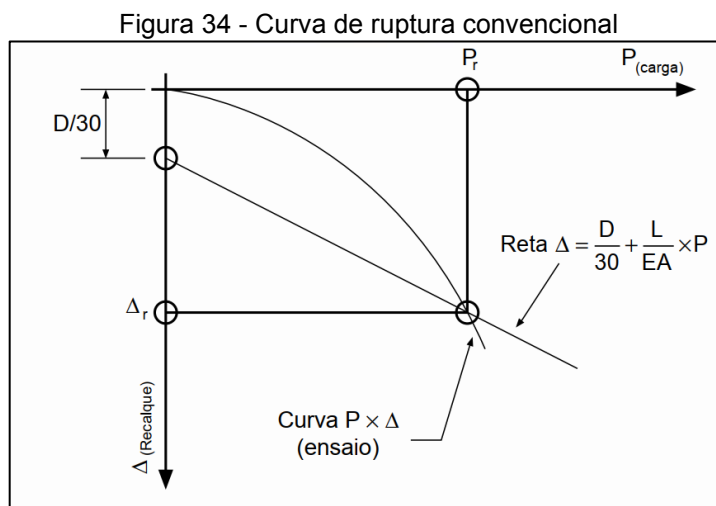
P_r = carga de ruptura convencional (Figura 34);

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6122 (2019)

Observa-se que, dentre os modelos matemáticos para determinação dessa carga de ruptura, também é comumente utilizado o método de Van Der Veen, abordado no item 2.6.4.

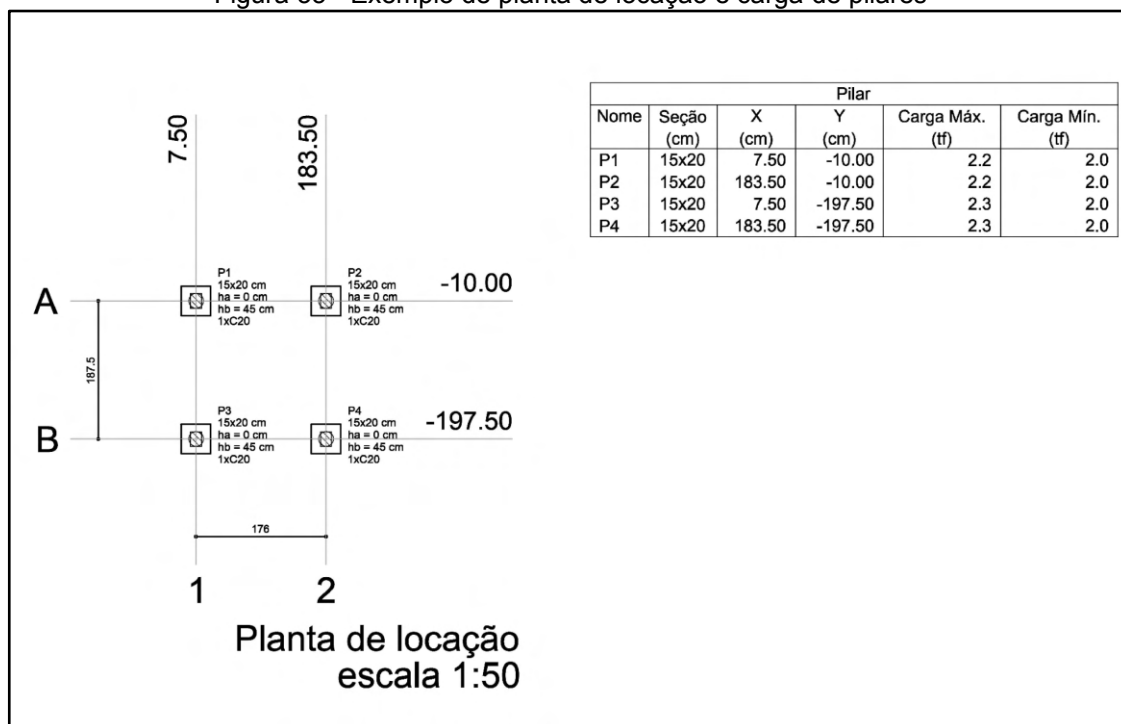
2.8 Planta de Carga

As plantas de carga e locação de pilares são representações simples gráficas que apresentam as seguintes informações, conforme Alva (2007):

- Locação dos pilares a partir de eixos de referência do terreno;
- Seções dos pilares;
- Cargas que serão aplicadas sobre os elementos de fundação.

Ainda, segundo o autor, as informações contidas nas plantas de cargas e de locação, em conjunto com as da sondagem do terreno, subsidiarão a escolha do tipo de fundação a ser utilizado. A Figura 35 apresenta exemplo de planta de locação e carga de pilares.

Figura 35 - Exemplo de planta de locação e carga de pilares



Fonte: Adaptado de Prefeitura Municipal de Canoinhas/SC (2015)

2.9 Dimensionamento de estacas

Para direcionar o processo de cálculo de estacas será utilizada a metodologia apresentada por Alonso (2001) e as disposições e critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6122 (2019). O dimensionamento de estacas pode ser dividido em duas etapas de cálculo: a etapa geométrica e a estrutural.

2.9.1 Dimensionamento geométrico

Primariamente deve-se decidir qual o tipo de estaca utilizar e, em seguida, determinar sua seção e espaçamento mínimo entre estacas (ALONSO, 2001).

Uma vez determinada qual tipo de estaca será utilizada e suas características, pode-se então calcular o número de estacas (N_{est}) necessário para suportar o carregamento proveniente do pilar a partir da expressão a seguir:

$$N_{est} = \frac{\gamma_f N_k}{P_{adm}} \quad 2.34$$

Sendo:

N_k = carga característica do pilar;

P_{adm} = carga admissível da estaca;

γ_f = coeficiente de majoração das ações.

A NBR 6122 (2019) estabelece que pode ser utilizado um valor correspondente à carga do bloco um percentual de 5% em relação à carga permanente do pilar.

Essa expressão é válida somente em situações em que o conjunto de estacas do mesmo tipo e diâmetro.

Uma vez definida a quantidade de estacas, deve-se distribuí-las de forma que se obtenha um bloco de coroamento com menor volume possível. Tais disposições de estacas estão apresentadas da Figura 36 a Figura 47 da seção 2.10.

2.9.2 Dimensionamento estrutural

A NBR 6122 (2019) estabelece que estacas submetidas a uma tensão igual ou menor ao valor de compressão mínimo, conforme apresentado na Tabela 12, pode-

se utilizar concreto não armado, ressalvada a armadura de ligação entre estaca e bloco de coroamento. Caso a tensão atuante na estaca exceda ao valor mínimo, deve-se dimensionar a taxa de armadura conforme estabelece a NBR 6118 (2014).

Ressalta-se ainda que a NBR 6122 (2019) fornece valores mínimos para resistência do concreto e do coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c), ambos em função do tipo de estaca e da classe de agressividade ambiental, conforme é apresentado na Tabela 12.

A Norma estabelece ainda uma taxa de armadura mínima de 0,4% da área bruta de concreto (A_c) e comprimento mínimo da armadura (Tabela 12) para todas as estacas moldadas *in loco*.

Observa-se aqui que foram compilados da norma para a Tabela 12 apenas os dados referentes às estacas que efetivamente serão analisadas por este trabalho.

Tabela 12 – Parâmetros para dimensionamento de estacas moldadas *in loco*

Tipo de estaca	Classe de Agressividade Ambiental (CAA)	Classe de resistência característica do concreto/ argamassa	γ_c	Comprimento mínimo da armadura (incluindo trecho de ligação com o bloco)	Tensão de compressão simples abaixo da qual não é necessário armar
Hélice contínua	I, II	C30	2,7	4 m	6 MPa
	III, IV	C40	3,6		
Escavada com fluido	I, II	C30	2,7	4 m	6 MPa
	III, IV	C40	3,6		
Raiz	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	Integral	Sempre armada

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6122 (2019)

2.9.2.1 Taxa de armadura

Havendo necessidade de que a estaca seja armada, conforme os critérios mencionados, e que ela esteja essencialmente submetida à compressão, adota-se os mesmos critérios de cálculo de taxa de aço para pilares estabelecido na NBR 6118 (2014). Pois, as estacas de concreto armado, quando submetidas à esforços de compressão no seu eixo, apresentarão comportamento similar à de um pilar de concreto armado submetido à esforços de compressão.

Nesses casos obtém-se a taxa de armadura resistente à compressão da estaca (A'_s) pela seguinte equação:

$$A'_s = \frac{N_d \left(1 + \frac{6}{\emptyset}\right) - 0,85 A_c f_{cd}}{f'_{yd}} \quad 2.35$$

Sendo:

N_d = Esforço normal de compressão de cálculo ($\gamma_f N_k$);

$\emptyset$ = Bitola da armadura longitudinal;

A_c = Área bruta de concreto;

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{yd} = Tensão de escoamento de cálculo do aço. Para CA-50, $f_y = 500$ MPa.

Deve-se observar também que:

$$\left(1 + \frac{6}{\emptyset}\right) \geq 1,1 \quad 2.36$$

2.9.2.2 Espaçamentos

Considerando que a seção da estaca seja circular, pode-se calcular o espaçamento entre barras, medindo de eixo a eixo, pela seguinte expressão:

$$S = \frac{\pi D}{N_d} \quad 2.37$$

Sendo:

D = diâmetro da seção transversal da estaca;

N_d = número de barras longitudinais.

A ABNT NBR 6118 (2014) preconiza que o espaçamento mínimo ($S_{\min}$) que deve existir entre as faces das armaduras longitudinais em seções circulares deve ser o menor dos seguintes valores:

$$S_{\min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \text{Diâmetro da barra, feixe ou luva} \\ 1,2 \times \text{dimensão máxima característica do agregado graúdo} \end{cases}$$

Quanto ao espaçamento máximo ($S_{m\acute{a}x}$), medido entre eixos, a norma estabelece que:

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 400 \text{ mm} \\ 2 \times \text{di\`ametro da se\~c\~ao} \end{cases}$$

Por fim, segundo a norma, em seções circulares deve haver um número mínimo de seis (6) barras longitudinais distribuídas ao longo do perímetro da seção.

2.10 Dimensionamento Geométrico de Blocos de Coroamento

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) blocos são estruturas de volumes responsáveis por transferir as cargas de fundação para estacas ou tubulões e podem se comportar como blocos rígidos ou flexíveis a partir dos mesmos critérios utilizados para classificar as sapatas rígidas e flexíveis.

Desta forma, tem-se que para que um bloco seja rígido, este deve respeitar a seguinte condição nas duas direções:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad 2.38$$

Sendo:

h = altura do bloco;

a = dimensão do bloco na direção considerada;

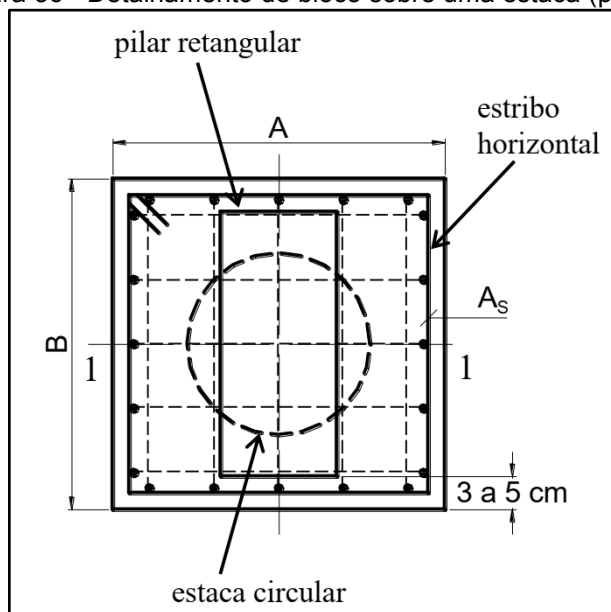
a_p = dimensão do pilar na mesma direção considerada para o bloco.

Devido ao fato de os blocos rígidos admitirem a distribuição plana de tensões normais e por possuírem uma análise mais simples, conforme prescreve a ABNT NBR 6118 (2014), esta é a condição de comportamento usualmente utilizada, visto que os blocos flexíveis, de acordo com a norma, requerem uma análise mais completa, sendo necessário verificar a punção.

Para blocos rígidos, Bastos (2020) indica a utilização do método das Bielas, a partir do qual o autor fornece os seguintes detalhamentos geométricos para os blocos sobre estacas, conforme apresentado da Figura 36 à Figura 47.

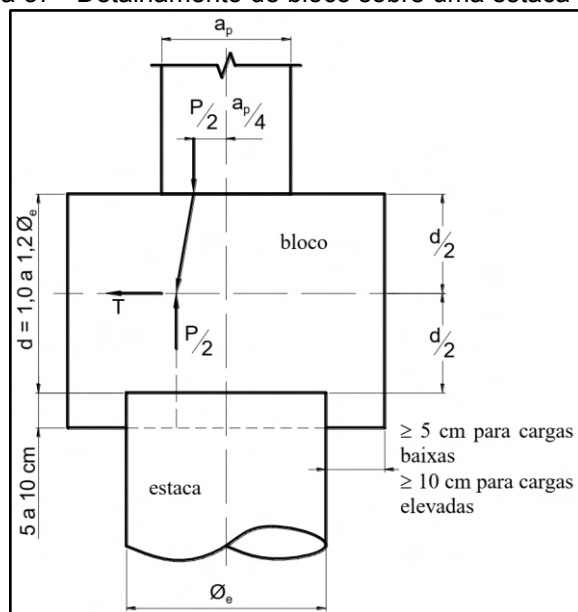
a) Bloco sobre uma estaca

Figura 36 - Detalhamento de bloco sobre uma estaca (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

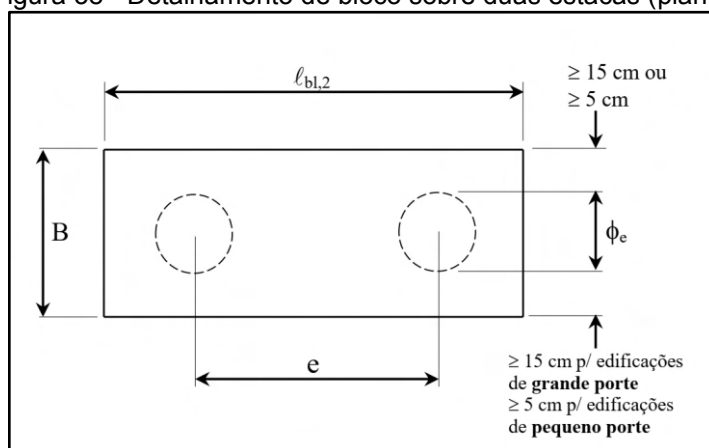
Figura 37 - Detalhamento de bloco sobre uma estaca (corte)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

b) Bloco sobre duas estacas

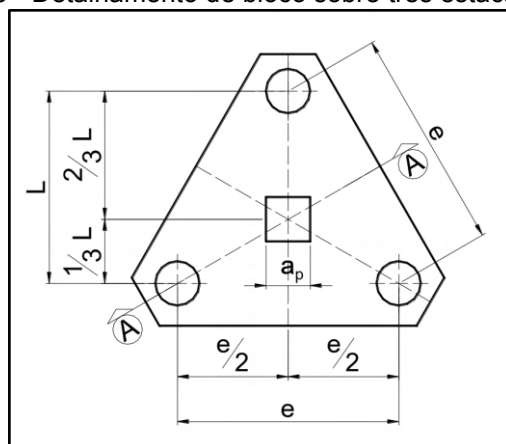
Figura 38 - Detalhamento de bloco sobre duas estacas (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

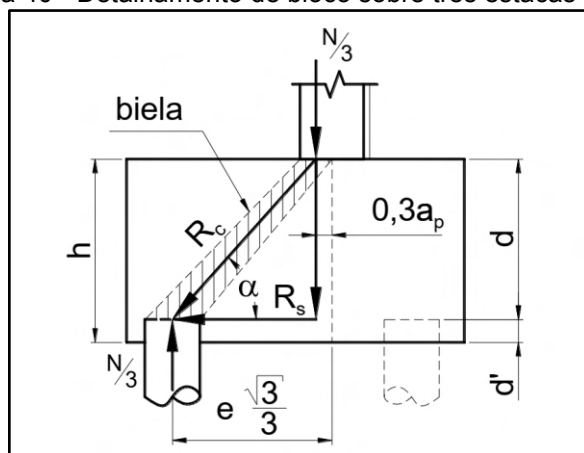
c) Bloco sobre três estacas

Figura 39 - Detalhamento de bloco sobre três estacas (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

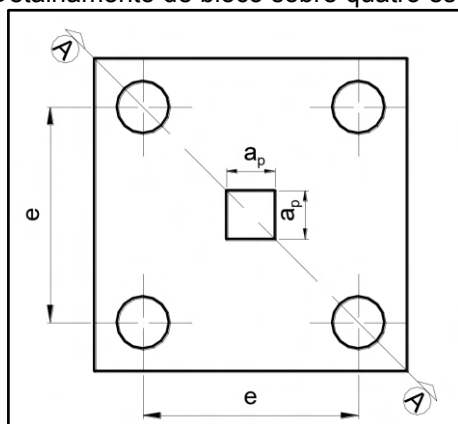
Figura 40 - Detalhamento de bloco sobre três estacas (corte)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

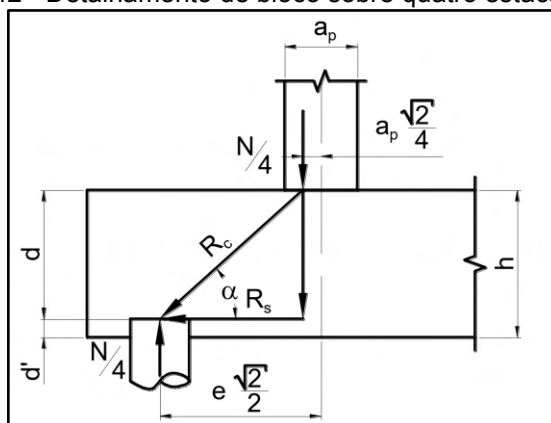
d) Bloco sobre quatro estacas

Figura 41 - Detalhamento de bloco sobre quatro estacas (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

Figura 42 - Detalhamento de bloco sobre quatro estacas (corte)



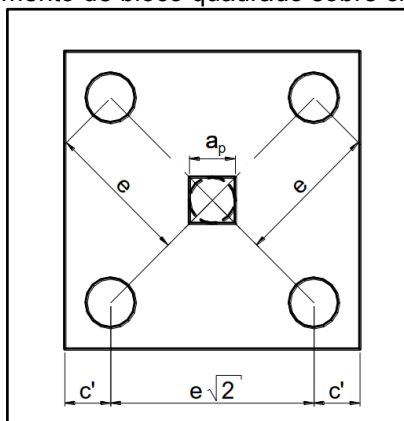
Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

e) Bloco sobre cinco estacas

No caso de blocos sobre cinco estacas, Bastos (2020) propôs detalhamento para blocos quadrados (

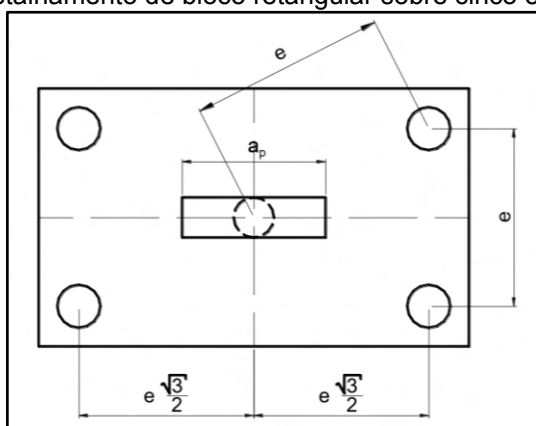
Figura 43) e para blocos muito retangulares (Figura 44 e Figura 44).

Figura 43 - Detalhamento de bloco quadrado sobre cinco estacas (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

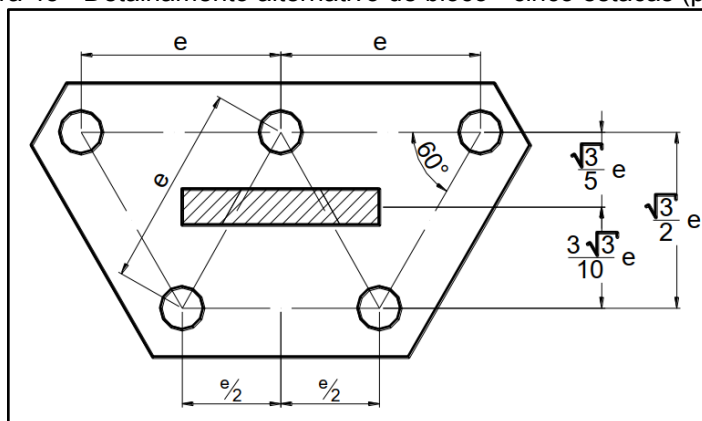
Figura 44 - Detalhamento de bloco retangular sobre cinco estacas (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

Bastos (2020) propõe ainda arranjo alternativo para blocos sobre cinco estacas sob pilares alongados, conforme a figura 42.

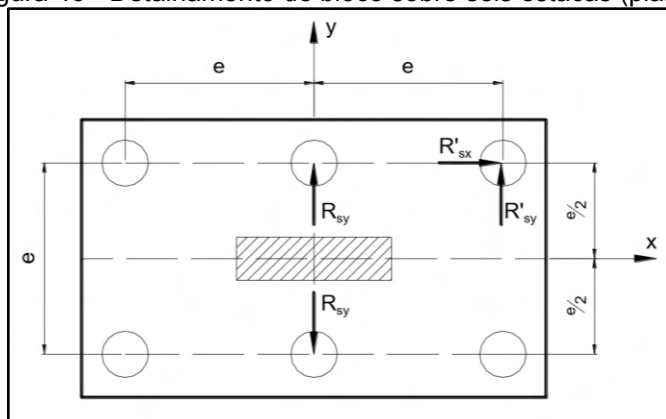
Figura 45 - Detalhamento alternativo de bloco - cinco estacas (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

f) Blocos sobre seis estacas

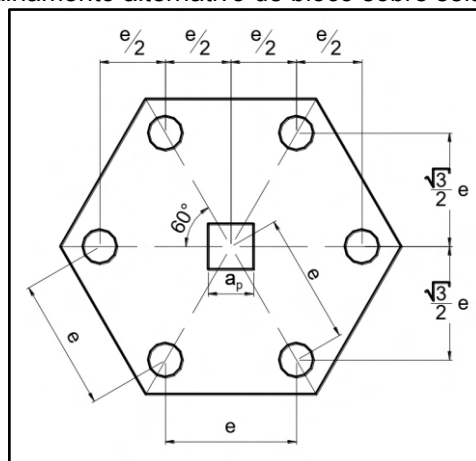
Figura 46 - Detalhamento de bloco sobre seis estacas (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

Para o caso de blocos sobre seis estacas Bastos (2020) também fornece geometria de bloco alternativa, a qual pode ser utilizada em casos de pilares quadrados. A Figura 47 apresenta tal detalhamento.

Figura 47 - Detalhamento alternativo de bloco sobre seis estacas (planta)



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

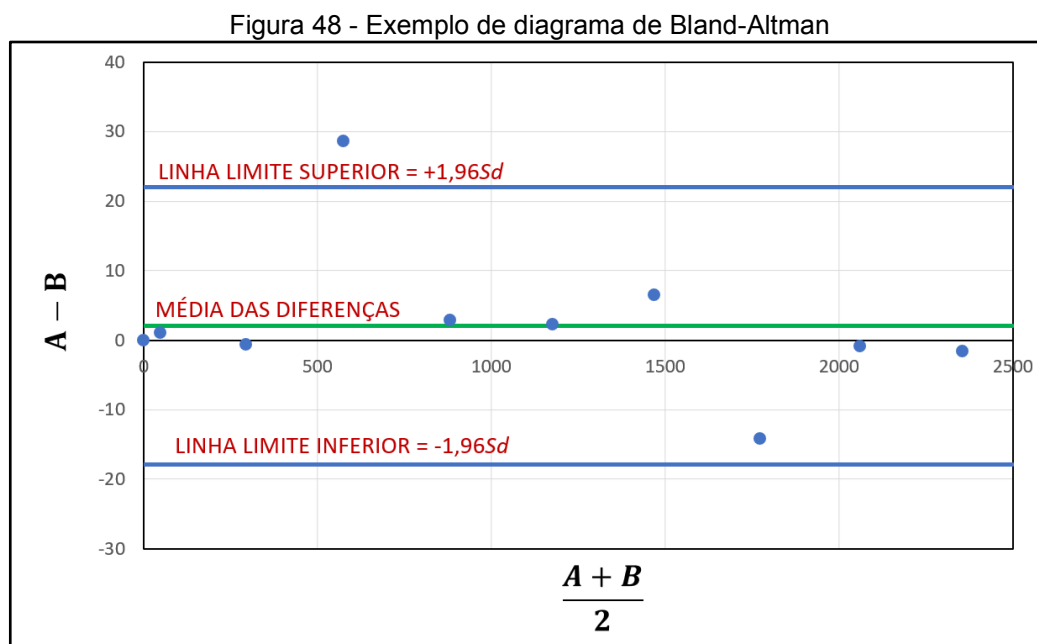
2.11 Diagrama de Bland-Altman

O modelo de análise proposto por Bland-Altman tem como objetivo avaliar a concordância entre dois métodos distintos que avaliem a mesma variável dependente quantitativa (HONÓRIO, s/d). Os autores propuseram tal análise ao verificarem que a análise por meio do coeficiente de determinação R^2 (ou de Pearson) se limitava a mensurar o quanto de linear havia entre dois métodos, não verificando, porém, o quão concordantes os métodos eram entre si (HIRAKATA e CAMEY, 2009).

A metodologia adotada por Bland-Altman consiste na construção de diagrama de dispersão a partir das médias das diferenças entre dois métodos no eixo das abscissas e com as diferenças entre os métodos no eixo das ordenadas. Compõem ainda o diagrama, as linhas limites, as quais definem o limite de concordância entre os dois métodos, e a linha que corresponde à média das diferenças entre os dois métodos (RIBEIRO e CARDOSO, 2009).

A primeira etapa da construção do diagrama consiste em calcular as médias entre os valores dos dois métodos $(A+B)/2$. Em seguida, calcula-se a diferença entre os valores dos dois métodos $A-B$. Por fim, plota-se no gráfico das abscissas os valores das médias e no das ordenadas, os relativos às diferenças (Figura 48).

Em seguida, calcula-se o desvio padrão (Sd) das médias, o qual será utilizado para determinação dos limites de concordância, que correspondem a $\pm 1,96Sd$ (HIRAKATA e CAMEY, 2009). Por fim, calcula-se o valor da média das diferenças entre os valores dos métodos. Por fim, plota-se tais valores por meio de retas horizontais de referência, conforme apresentado na Figura 48.



Fonte: Próprio autor (2021)

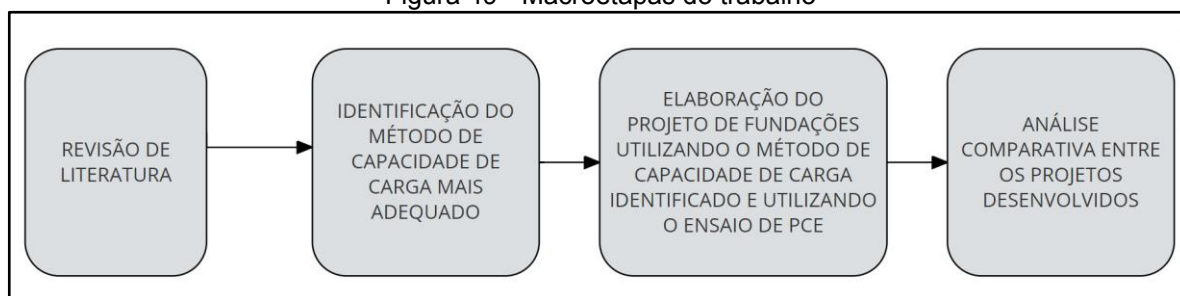
3 METODOLOGIA

Foi utilizado como estudo de caso edifício a ser construído no município de Palmas-TO, cuja fundação foi dimensionada utilizando o método de capacidade de carga mais adequado, conforme o ensaio de PCE. Em seguida, para fins de comparação, fez-se o dimensionamento de parte da fundação utilizando especificamente o ensaio de PCE. Ressalta-se que, neste último dimensionamento, só contemplou os pilares localizados na região onde o ensaio de PCE foi executado.

Portanto, para executar tal feito, apresenta-se a seguir o procedimento metodológico adotado para cada fase deste trabalho, a fim de atingir os objetivos citados no item 1.1.

A Figura 49 ilustra as macroetapas que nortearão este trabalho:

Figura 49 - Macroetapas do trabalho



Fonte: Próprio autor (2021)

3.1 Revisão de literatura

A primeira fase consistiu em realizar revisão bibliográfica (ou revisão de literatura) com o objetivo estabelecer os termos pertinentes e reunir os conhecimentos necessários para compreensão e execução de cada etapa do projeto. Para alcançar tal feito, fez-se necessário a utilização das fontes bibliográficas dentre as quais Gil (2002) menciona os livros, as teses, as dissertações, os periódicos científicos, os periódicos de indexação e de resumo, os anais de encontros científicos e as obras de referências.

3.2 Identificação do método de capacidade de carga mais adequado

Para determinar o método de capacidade de carga que melhor se adeque ao caso estudado, optou-se por adotar a seguinte metodologia de cálculo, conforme descrito a seguir.

3.2.1 Análise do laudo de sondagem

A partir dos resultados apresentados pelos laudos de sondagens, foi feita análise do perfil do solo sobre o qual a fundação será executada. A análise verificou o tipo de solo existente em cada camada, sua profundidade e suas respectivas resistências de acordo com os valores do N_{SPT} .

Além disso, verificou-se a existência e profundidade de lençol freático no perímetro ensaiado. Ademais, também foi analisado se o solo apresentava condições adversas, como a presença de camadas impenetráveis ou potencialmente colapsíveis em profundidade.

A correta interpretação e análise do laudo de sondagem possibilitou estabelecer critérios adequados para escolha do tipo de fundação a ser adotado.

3.2.2 Análise da planta de locação e carga dos pilares

A partir da planta de locação e carga dos pilares do edifício selecionado para estudo de caso, foi feita análise das cargas que serão impostas às fundações, tendo atenção especial às cargas máximas que atuarão sobre o solo.

Além disso, a partir da planta de locação e carga verificou-se o posicionamento dos pilares, visto que dependendo da situação em que estes forem locados, deverão ser adotadas soluções personalizadas no projeto de fundações, como ocorre, por exemplo, em casos de pilares muito próximo.

A análise da planta de locação e carga de pilares, assim como a do relatório de sondagem, contribuíram para escolha do tipo de fundação.

3.2.3 Determinação do tipo de estaca

Uma vez analisados o relatório de sondagem e a planta de locação e carga dos pilares do edifício, foi possível ter um parâmetro para selecionar o tipo de estaca que melhor se adequasse às condições de projeto tanto técnica quanto economicamente.

As opções de estacas se restringiram àquelas disponíveis e correntemente utilizadas pelas empresas de fundações no município de Palmas-TO, a saber, estaca hélice contínua monitorada, estaca raiz e estacão, todas devidamente estudadas e analisadas, conforme apresentado itens 2.5.1, 2.5.2 e 2.5.3, respectivamente.

Para assessorar nesse estudo foram utilizadas as informações e os critérios reunidos no item 2.5.4.

3.2.4 Determinação da capacidade de carga por métodos semiempíricos

Após a definição do tipo de estaca, calculou-se a capacidade de carga por meio dos métodos semiempíricos de capacidade de carga. Nessa etapa, além do tipo de estaca, foi necessário utilizar o relatório de sondagem e a planta de locação e carga dos pilares.

Foram utilizados para o cálculo da capacidade de carga três métodos semiempíricos: Método Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira, Antunes-Cabral e Alonso (1996).

3.2.5 Determinação do método de capacidade de carga mais adequado

Nessa etapa o ensaio de prova de carga estática (PCE) foi utilizado como parâmetro para determinar qual dentre os métodos era o mais adequado para dimensionar o projeto de fundações. Para isso, foram confrontados os resultados de capacidade de carga e recalque fornecido por cada método com os resultados apresentados pelo ensaio.

3.3 Elaboração do projeto de fundações

3.3.1 Capacidade de carga e recalques admissíveis

Utilizando o método de capacidade de carga identificado no item anterior, foram determinadas as capacidades de carga admissíveis para as estacas, conforme os coeficientes de segurança determinados pela ABNT NBR 6122 (2019).

Em seguida, com base nos valores de capacidade de carga obtidos e tendo em mãos o relatório de sondagem e a planta de locação e carga dos pilares, calculou-se os recalques admissíveis das estacas. Para isso, foi utilizado o método desenvolvido por Cintra e Aoki (2010) e os critérios determinados pela ABNT NBR 6122 (2019).

Quanto ao projeto feito a partir do ensaio de PCE, foi determinado o valor da carga admissível utilizando os critérios definidos pela ABNT NBR 6122 (2019) para esse tipo de ensaio.

3.3.2 Dimensionamento das estacas

A partir dos valores de capacidade de carga e recalque admissíveis e das cargas dos pilares realizou-se o dimensionamento geométrico e estrutural das estacas, conforme os critérios apresentados no tópico 2.9, tanto para o projeto utilizando o método de capacidade de carga quanto para o ensaio de PCE.

Na etapa de dimensionamento geométrico foram determinados os comprimentos e as quantidades de estacas necessárias para suportarem a carga de cada pilar da estrutura. Já na etapa estrutural, calculou-se as taxas de aço e comprimento das armaduras das estacas.

3.3.3 Dimensionamento geométrico dos blocos de coroamento

Nesta fase realizou-se o dimensionamento geométrico dos blocos sobre estacas obedecendo os critérios abordados no tópico 2.10, tanto para o projeto utilizando o método de capacidade de carga quanto para o ensaio de PCE.

3.3.4 Peça técnica

Por fim, as informações pertinentes para adequada execução da fundação foram reunidas e organizadas, a partir da elaboração de um projeto gráfico de fundações, tanto para o dimensionamento feito utilizando o método de capacidade de carga quanto para o ensaio de PCE. Ressalta-se novamente que o projeto utilizando o ensaio contemplou apenas as estacas que estiveram dentro da região onde este ocorreria.

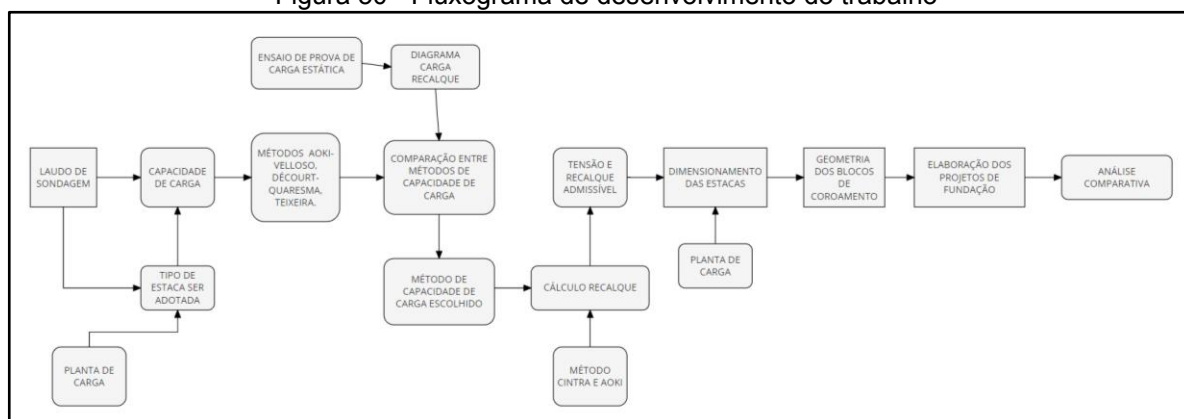
3.4 Análise comparativa entre dimensionamentos

Nessa fase final, realizou-se análise comparativa entre o projeto elaborado a partir do melhor método de capacidade de carga e do ensaio de PCE, a qual se consistiu na quantificação de insumos de concreto e aço necessários para execução da fundação em ambos os casos. A mencionada análise fora feita apenas na região da fundação onde o ensaio de PCE foi executado.

A partir dessa comparação foi possível ter uma previsão do quanto poderia se ter economizado caso o ensaio de PCE fosse executado em mais pontos do solo, o que permitiria elaborar todo o projeto de fundação com base no ensaio de PCE.

A Figura 50 sintetiza todas as etapas que foram desenvolvidas ao longo desse trabalho.

Figura 50 - Fluxograma de desenvolvimento do trabalho



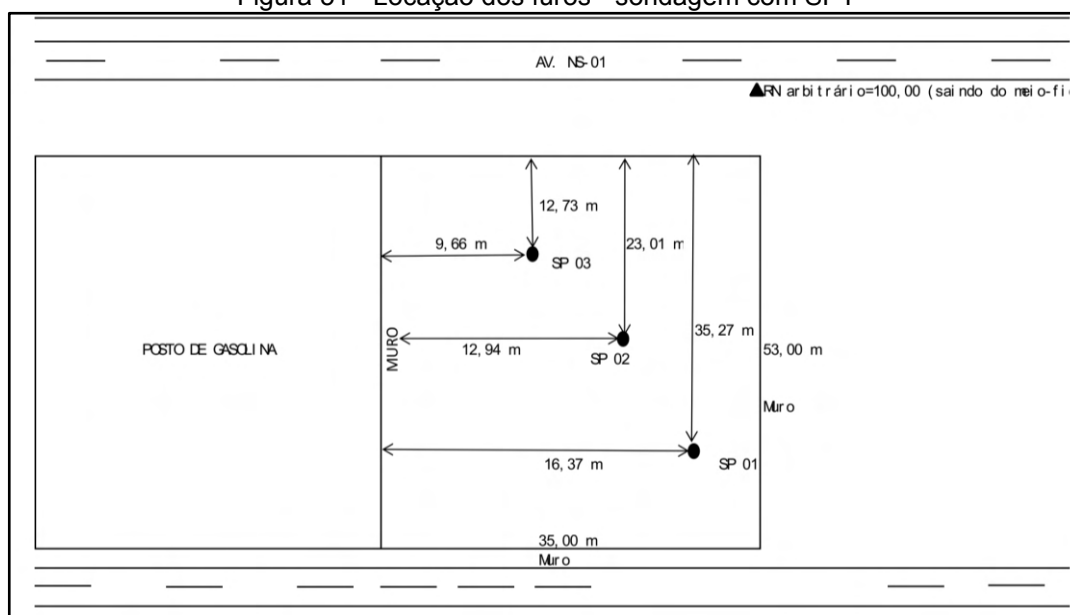
Fonte: Próprio autor (2021)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Sondagem com SPT

A etapa de reconhecimento do solo inicialmente foi efetuada por meio de sondagem com SPT, realizada por empresa local contratada, a qual foi responsável tanto pela etapa de planejamento e execução do ensaio quanto pela elaboração do relatório final de sondagem. Conforme relatório apresentado, foram executadas três sondagens (SP 01, SP 02, SP 03), cujos furos foram locados de acordo com o apresentado pela Figura 51.

Figura 51 - Locação dos furos - sondagem com SPT



Fonte: Adaptado de Técnica Sondagem e Tecnologia (2020).

Após a execução dos ensaios em cada um dos três furos, elaborou-se laudos das sondagens SP 01, SP 02 e SP 03, conforme apresentado nas Figura 52,

Figura 53 e Figura 54, respectivamente.

Observa-se de antemão que, no relatório, não foi apresentada justificativa de paralisação adotada pela empresa. Todavia, ressalta-se que em nenhuma das três sondagens se atingiu os critérios de impenetrabilidade do solo que ensejasse paralisação, seja considerando a antiga versão da norma, seja a nova.

Figura 52 - Laudo de Sondagem - SP 01

Descrições do amostrador:			Diâmetro externo = 2 1/2"		Peso batente= 65 Kg		Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"				
			Diâmetro interno = 1 3/8"		Altura da queda = 75 cm		Diâmetro da Haste = 1"				
Profun- didade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª+2ª	2ª+3ª	1ª e 2ª penetração 2ª e 3ª penetração					*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
- 1,00	01										Silte arenoso, coloração marrom
- 2,00	02		4	4						fofa**	Silte arenoso, coloração vermelha
- 3,00	03		4	5						pouco compacta**	
- 4,00	04		10	10						mediamente compacta**	Silte arenoso com laterita, coraão vermelha
- 5,00	05		7	8						pouco compacta**	
- 6,00	06		11	16						mediamente compacta**	
- 7,00	07		12	9						mediamente compacta**	
- 8,00	08		8	9						mediamente compacta**	Silte arenoso, coloração vermelha e amarela
- 9,00	09		9	11						mediamente compacta**	Silte arenoso pouco argiloso com pedregulho de quartzo fino, coloração vermelha e amarela
- 10,00	10		17	20						dura*	Silte argiloso com pedregulho de quartzo fino, coloração variegada
- 11,00	11		14	15						rija*	Silte argiloso, coloração variegado
- 12,00	12		14	15						rija*	
- 13,00	13		13	15						rija*	
- 14,00	14		7	9						média*	
- 15,00	15		5	12						rija*	
- 16,00	16		9	16						rija*	Laterita, coloração vermelha
- 17,00	17		14	18						rija*	
Nível d'água :			12,30 m		Cota do Furo - (RN arbitrário=100,00):					98,57 m	
Data do N.A.:			14/07/20		Prof. da sondagem:					16,45 m	

Fonte: Adaptado de Técnica Sondagem e Tecnologia (2020)

Observa-se que na sondagem SP 01 o solo apresentou comportamento irregular no que diz respeito ao valor do N_{spt} , revelando uma não correspondência entre aumento de profundidade e aumento de resistência, como é comum em solos

(de - 9 a - 15 m). Todavia, o ensaio se desenvolveu somente até a profundidade - 15m.

Figura 54 - Laudo de sondagem - SP 03

Descrições do amostrador:			Diâmetro externo = 2 1/2"		Peso batente= 65 Kg		Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"	
			Diâmetro interno =1 3/8"		Altura da queda = 75 cm		Diâmetro da Haste = 1"	
Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª+2ª 15	2ª+3ª 15	1ª e 2ª penetração	2ª e 3ª penetração	*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
- 1,00	01							Silte arenoso, coloração marrom
- 2,00	02		4	4			fofa**	Silte arenoso, coloração vermelha
- 3,00	03		4	5			pouco compacta**	
- 4,00	04		7	9			mediamente compacta**	Silte arenoso com laterita, coloração vermelha
- 5,00	05		8	9			mediamente compacta**	Silte arenoso com laterita, coloração vermelha e amarela
- 6,00	06		9	11			mediamente compacta**	
- 7,00	07		11	13			mediamente compacta**	
- 8,00	08		10	10			mediamente compacta**	Silte arenoso pouco argiloso com laterita, coloração variegada
- 9,00	09		8	9			mediamente compacta**	Silte arenoso pouco argiloso com laterita e pedregulho de quartzo fino, coloração variegado
- 10,00	10		8	8			pouco compacta**	Silte arenoso pouco argiloso, coloração variegado
- 11,00	11		8	9			média*	Silte argiloso, coloração cinza e amarela
- 12,00	12		8	8			média*	Silte argiloso, coloração variegado
- 13,00	13		10	11			rija*	
- 14,00	14		10	13			rija*	
- 15,00	15		21	15			rija*	Silte argiloso com pedregulho de quartzo fino, coloração variegado
- 16,00	16		20	24			dura*	Laterita, coloração vermelha
- 17,00	17		40	30/24			dura*	
Nível d'água :			12,41 m		Cota do Furo - (RN arbitrário=100,00):			98,93 m
Data do N.A.:			17/07/20		Prof. da sondagem:			16,39 m

Fonte: Adaptado de Técnica Sondagem e Tecnologia (2020)

Conforme a Figura 54, verificar-se que o ensaio SP 03, nos primeiros metros, se desenvolveu de forma semelhante aos demais ensaios apresentados. Todavia, nota-se uma tendência de crescimento da resistência à penetração da cota -12 m à - 17m. O ensaio revelou também um solo tipicamente siltoso, sobretudo silte arenoso (de 0 a - 10m) e silte argiloso (de -11 a -15m). O ensaio foi paralisado à profundidade - 17m.

4.2 Planta de carga

Foi fornecido projeto estrutural da edificação o qual consta a planta de locação e carga dos pilares, conforme apresentado no Anexo A. Por meio desta é possível verificar incidência de uma carga máxima de 372,6 tf, a qual é aplicada sobre o pilar P18.

4.3 Escolha do tipo de fundação

Dentre as possibilidades e características das fundações apresentadas no item 2.5, adotou-se aquela utilizada no ensaio de prova de carga estática, tendo em vista que o resultado do ensaio pode variar drasticamente conforme do tipo de fundação, o que impossibilitaria se apropriar dos resultados do ensaio, caso fosse utilizada tipologia distinta.

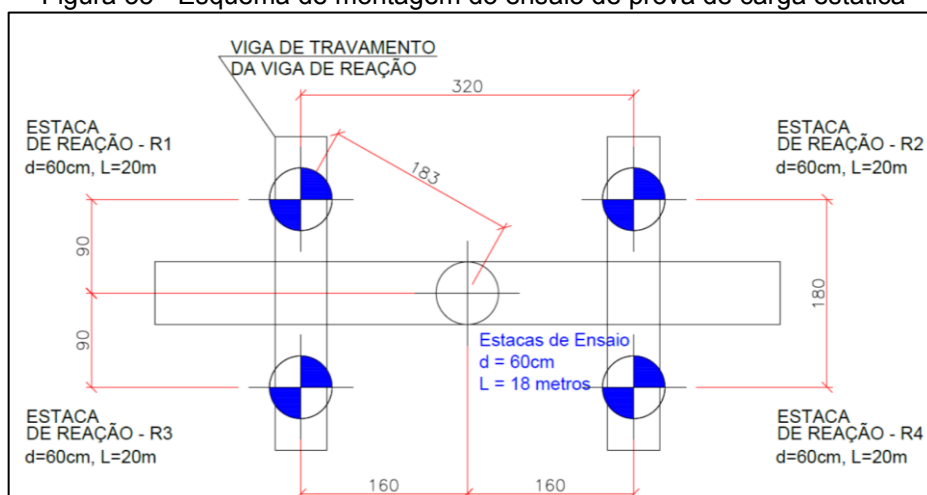
Desta forma, o presente trabalho utilizará estacas do tipo hélice contínua, as quais, além de ser a mesma utilizada no ensaio de PCE:

- são amplamente utilizadas na região;
- são tecnicamente adequadas para as características do empreendimento, considerando as características da estaca apresentadas no item 2.5.1;
- possuem boa relação custo-benefício, tendo em vista as características da edificação;

4.4 Ensaio de Prova de Carga Estática (PCE)

De acordo com o relatório do ensaio de prova de carga estática, foi executado ensaio de prova de carga estática sobre uma estaca de sacrifício, nomeada PC1, sendo adotado o sistema de estacas de reação utilizando uma viga metálica de 4 m de comprimento, 70 cm de altura e 50 cm de espessura, devidamente ancorada com barras de aço CA-50 concretadas no solo, sendo quatro no total, duas em cada extremidade da viga (SCCAP ENGENHARIA, 2021), conforme o esquema apresentado pela Figura 55.

Figura 55 - Esquema de montagem do ensaio de prova de carga estática



Fonte: Adaptado de SCCAP Engenharia (2021)

A estaca PC1 é do tipo hélice contínua com diâmetro de 60 cm e comprimento total de 18 m. Sobre a estaca, confeccionou-se bloco de coroamento de dimensões 90 cm x 90 cm x 90 cm, a fim de equalizar a distribuição de cargas e possibilitar a correta medição dos dispositivos de monitoração de recalque (SCCAP ENGENHARIA, 2021).

Para monitoração dos recalques foram utilizados quatro extensômetros dispostos sobre as extremidades do bloco de coroamento (Figura 56), que apresentavam os deslocamentos verticais sofridos pela estaca de sacrifício. Os recalques eram registrados pelo operador do ensaio conforme os intervalos previstos em norma. E para a aplicação da carga foi utilizado macaco hidráulico (Figura 56).

Figura 56 - Montagem de macaco hidráulico e extensômetros



Fonte: Próprio autor (2021)

Segundo o relatório do ensaio, estaca foi submetida a uma carga máxima de 270 tf, o que corresponde a cerca de 1,93 vezes a sua carga de trabalho, que de acordo com o relatório era de 140 tf. Os estágios de carregamento e seus respectivos recalques estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Deslocamentos medidos no topo da estaca PC1

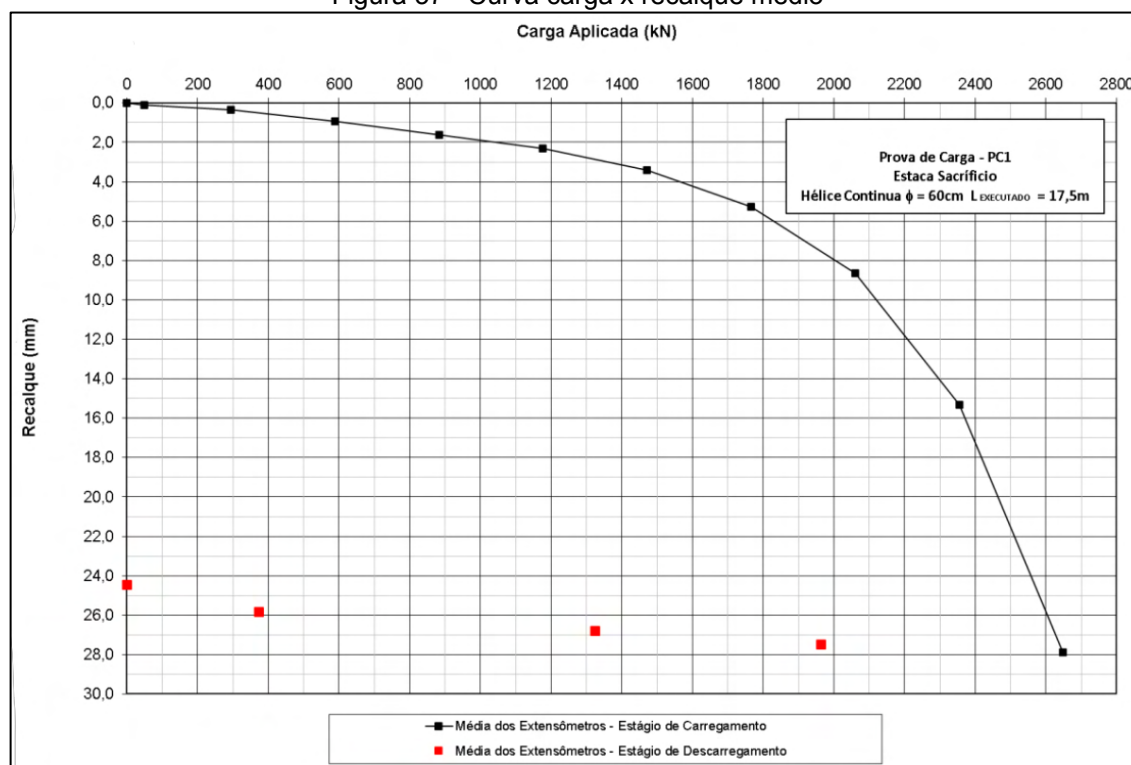
Carga		Deslocamento Vertical				
		E1	E2	E3	E4	Média
(tf)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00	49,05	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
30,00	294,30	-0,37	-0,37	-0,29	-0,37	-0,35
60,00	588,60	-0,88	-0,96	-0,95	-0,95	-0,94
90,00	882,90	-1,50	-1,64	-1,70	-1,62	-1,62
120,00	1177,20	-2,09	-2,31	-2,53	-2,29	-2,31
150,00	1471,50	-3,05	-3,40	-3,78	-3,41	-3,41
180,00	1765,80	-4,75	-5,25	-5,80	-5,25	-5,26
210,00	2060,10	-7,91	-8,59	-9,45	-8,60	-8,64
240,00	2354,40	-14,47	-14,98	-16,55	-15,36	-15,34
270,00	2648,70	-26,61	-27,73	-29,47	-27,72	-27,88
200,00	1962,00	-26,30	-27,34	-28,97	-27,28	-27,47
135,00	1324,35	-25,81	-26,69	-28,09	-26,61	-26,80
38,00	372,78	-25,13	-25,75	-26,78	-25,63	-25,82
0,00	0,00	-24,08	-24,43	-25,01	-24,23	-24,44

Fonte: Adaptado de SCCAP Engenharia (2021)

Verifica-se, portanto, de acordo com a Tabela 13, que ao atingir o estágio máximo de carregamento (270 tf) a estaca apresentou um recalque médio de 27,88 mm.

A partir da correspondência entre carga e recalque médio da Tabela 13, desenvolveu-se o diagrama carga x recalque do ensaio da estaca, conforme a Figura 57.

Figura 57 - Curva carga x recalque médio



Fonte: Adaptado de SCCAP Engenharia (2021)

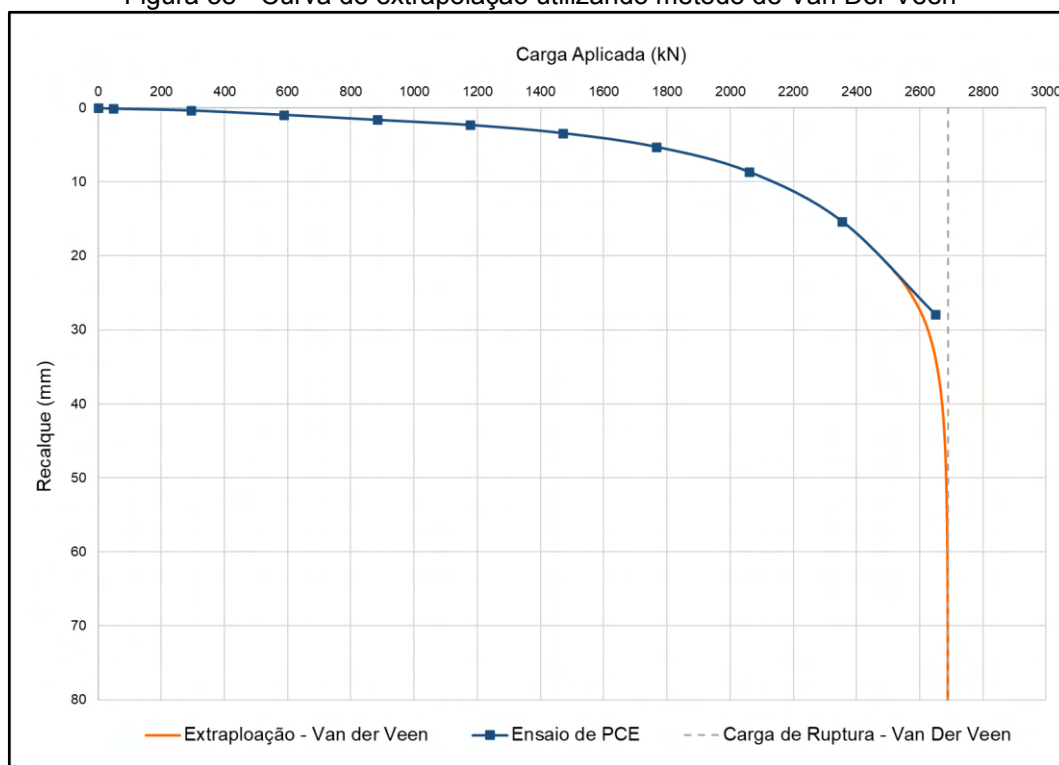
Tendo posse dos valores da Tabela 13, foi feita a curva de extrapolação de ruptura utilizando o método de Van Der Veen a partir de sucessivas tentativas, atribuindo valores à variável R até encontrar um desenvolvimento de curva que se assemelhasse a tendência da curva da Figura 57.

Desta forma, chegou-se a um valor de $R = 2690 \text{ kN}$, a partir do qual se obteve um valor de $a \approx 0,125$. Atribuindo tais valores às incógnitas da fórmula de Van Der Veen chegou-se a seguinte expressão (equação 2.39)

$$P = 2690 (1 - e^{-0,125\rho}) \quad 2.39$$

Em seguida, para construção da curva de extrapolação, atribuiu-se diversos valores de recalques (ρ) e, a partir da equação 2.39, calculou-se seus respectivos carregamentos P. Estes foram plotados no diagrama carga x recalque do ensaio, permitindo visualizar a extrapolação da curva até o carregamento de ruptura (Figura 58).

Figura 58 - Curva de extrapolação utilizando método de Van Der Veen



Fonte: Próprio autor (2021)

Portanto, utilizando a extrapolação de Van Der Veen, a estaca ensaiada apresentaria uma carga de ruptura de aproximadamente 2690 kN. Tal resultado é perceptível no gráfico da Figura 58, ao observar uma queda brusca na curva carga x recalque quando a estaca é submetida a essa faixa de carregamento, resultado de desenvolvimento expressivo do recalque sem que haja qualquer variação de carga expressiva.

4.5 Aplicação dos métodos estimativa de capacidade de carga

4.5.1 Considerações gerais

Tendo em vista que o objetivo central deste trabalho é determinar o método de capacidade de carga que mais se aproxime do ensaio de PCE, é apropriado que se utilize nos métodos de capacidade de carga o laudo de sondagem SPT, cujo furo esteja mais próximo do ponto de execução do ensaio de PCE. Observa-se que, uma vez determinado o método mais adequado, este será utilizado, para fins de

dimensionamento da fundação, para calcular da capacidade de carga nos demais pontos do ensaio com SPT.

Portanto, foi utilizado o laudo da sondagem SP 03, apresentado na Figura 54, para a determinação da capacidade de carga, por ser a que mais se aproxima do ponto de execução do ensaio de PCE.

Foram utilizados neste trabalho os métodos semiempíricos Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma, Teixeira, Antunes & Cabral e Alonso (1996), o quais, no decorrer deste trabalho, serão identificados pelos seguintes codinomes:

- Aoki & Velloso - AV
- Décourt & Quaresma - DQ
- Teixeira - TE
- Antunes & Cabral - AC
- Alonso (1996) – AL

A utilização desses métodos de capacidade de carga visa a identificar de forma semiempírica os valores de resistência do sistema solo-fundação, devendo se aproximar ao máximo do comportamento e dos valores apresentados no ensaio de prova de carga estática (PCE).

Ressalta-se que, para que um método seja o máximo representativo em relação ao ensaio de prova de carga estática, o sistema de fundação deve ter as mesmas características em ambos os casos, sobretudo quanto ao tipo, diâmetro, comprimento e, conseqüentemente, à cota de assentamento da estaca;

Tendo isso em vista, este trabalho menciona de antemão algumas considerações que serão feitas na utilização dos métodos de capacidade de carga:

- o tipo de estaca será hélice contínua;
- o diâmetro da estaca será de 60 cm;
- a cota de assentamento será - 18 m.

Quanto à cota de assentamento, cabe uma ressalva: a estaca de sacrifício do ensaio de PCE possuía um comprimento de 18 m, enquanto todos os ensaios com SPT só atingiram a profundidade de - 17 m, o que impossibilita utilizar nos métodos de capacidade de carga a mesma profundidade do ensaio de PCE.

A fim de contornar tal limitação e possibilitar maior representatividade comparativa, para fins de utilização dos métodos semiempíricos, optou-se por apoiar a estaca à cota - 18 m e utilizar para essa profundidade as mesmas características de

solo correspondente à cota imediatamente anterior (- 17m), como a prática comumente adota em casos de falta de dados reais. Desta forma, a cota - 18m, apresentará um Nspt médio igual a 24.

Feitas tais considerações, estimou-se os valores de capacidade de carga conforme descrito no item 2.3.

4.5.2 Carga de ruptura

O cálculo da carga de ruptura utilizando os métodos semiempíricos, considerou os valores calculados sem a aplicação do fator de segurança e sem redução da capacidade de ponta, chegando-se aos seguintes resultados, conforme apresenta a Tabela 14.

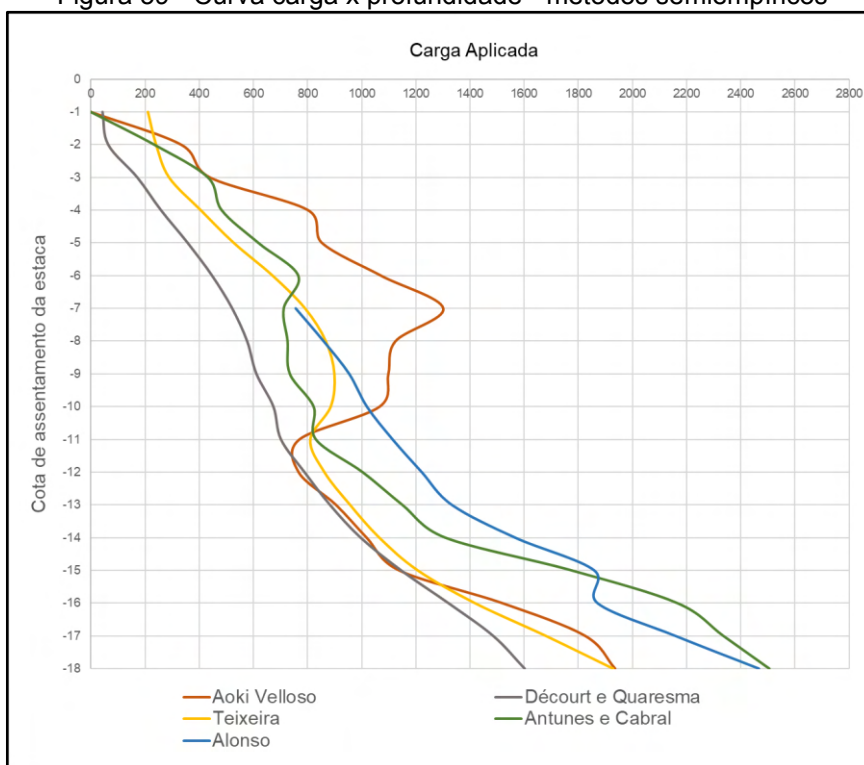
Tabela 14 - Resistência de ruptura (R_u) em função da profundidade

Cota (m)	Nspt	Métodos semiempíricos				
		AV	DQ	TE	AC	AL
-1	-	0,00	42,41	211,12	0,00	-
-2	4	333,83	63,62	241,28	234,68	-
-3	5	440,09	171,21	289,03	432,60	-
-4	9	802,43	258,40	405,89	483,49	-
-5	9	853,75	357,36	528,04	619,21	-
-6	11	1071,98	447,41	671,30	766,24	-
-7	12	1301,62	521,80	790,86	712,51	755,87
-8	9	1125,37	576,78	867,20	726,65	858,76
-9	10	1098,94	611,25	899,03	735,13	953,48
-10	12	1066,81	673,92	885,46	822,79	1018,82
-11	11	770,58	701,77	810,23	831,27	1113,54
-12	11	767,54	788,90	862,06	1003,74	1221,30
-13	12	905,63	883,05	956,96	1150,77	1332,35
-14	10	1018,57	996,23	1064,67	1309,10	1565,77
-15	15	1138,88	1145,98	1206,61	1775,63	1857,94
-16	20	1519,96	1320,66	1417,73	2165,82	1870,19
-17	24	1825,60	1486,05	1679,13	2335,47	2157,65
-18	24	1936,15	1602,36	1927,63	2505,11	2466,03

Fonte: Próprio autor (2021)

A partir desses valores, foi possível traçar gráfico de carga de ruptura em função da cota de assentamento da estaca, conforme a Figura 59.

Figura 59 - Curva carga x profundidade - métodos semiempíricos



Fonte: Próprio autor (2021)

Verifica-se por meio da Tabela 14 e da Figura 59 como os métodos se comportam distantemente entre si, quanto aos valores de resistência em função da profundidade.

O método AV se destaca nas profundidades iniciais em relação aos demais, apresentando um pico de resistência à profundidade - 7 m, mas perdendo-a drasticamente entre as cotas - 7 e - 12 m, acompanhando a queda dos valores de N_{spt} nessas mesmas profundidades.

Já à medida que a profundidade avança, ganham notoriedade os métodos AC e AL, com estes apresentando à cota -18 m resistência à ruptura de 2505,11 kN e 2466,03, respectivamente. Sendo, portanto, o método AC o que apresenta a carga de ruptura mais próxima da alcançada no ensaio de PCE, que, pela extrapolação de Van Der Veen, atingiu um valor de aproximadamente 2690 kN.

A partir da Figura 59, verifica-se que o método DC foi o que apresentou maior linearidade em sua curva, sendo também o mais conservador em praticamente em todas as profundidades, resistência a ruptura de 1602,36 kN, à profundidade - 18 m.

4.6 Cálculo dos recalques pelo método Cintra e Aoki (2010)

Foi utilizado o método proposto por Cintra e Aoki (2010) para estimar os valores de recalques associados aos carregamentos, de forma a possibilitar a construção do diagrama carga x recalque para cada um dos métodos utilizados. Tal gráfico possibilita realizar análise comparativa entre os métodos de capacidade de carga e o ensaio de PCE.

Observa-se aqui que o método Cintra e Aoki (2010) necessita de informações do solo subjacente à cota de assentamento, sobretudo quanto ao valor do N_{spt} e do tipo de solo. Por isso, considerou-se que as características do solo abaixo da cota de assentamento serão consideradas iguais às desta cota, a fim possibilitar o cálculo do recalque. Tal medida foi tomada tendo em vista:

- que o ensaio SPT realizado não fornece informações do solo para as profundidades abaixo da cota de assentamento;
- a necessidade de a cota de assentamento ser a – 18 m, conforme abordado no item 4.5;
- que, a partir da profundidade – 9 m, a sondagem SP 03 apresenta solo com resistência à penetração crescente, o que se torna um indicativo de que a resistência do solo tende a aumentar nas cotas abaixo da cota de assentamento;
- a necessidade de adotar tal medida para que a escassez de informações do ensaio SPT não tornasse insuperável o prosseguimento deste trabalho.

Desta forma, calculou-se os valores de recalque para cada método semiempírico em duas parcelas: encurtamento elástico da estaca e recalque do solo, conforme descrito no item 2.6.3.

Observa-se que em todos os métodos foi realizado o cálculo do recalque metro a metro (ou seja, $H = 1$ m) e que verificação de recalque foi feita até que o recalque da camada fosse menor do que 10% do acumulado de recalque. Utilizou-se como a carga máxima da estaca (P) a carga admissível, tendo como referência a rotina de cálculo proposta por Cintra e Aoki (2010), os quais calcularam a carga admissível utilizando fator de segurança e 100% da resistência de ponta.

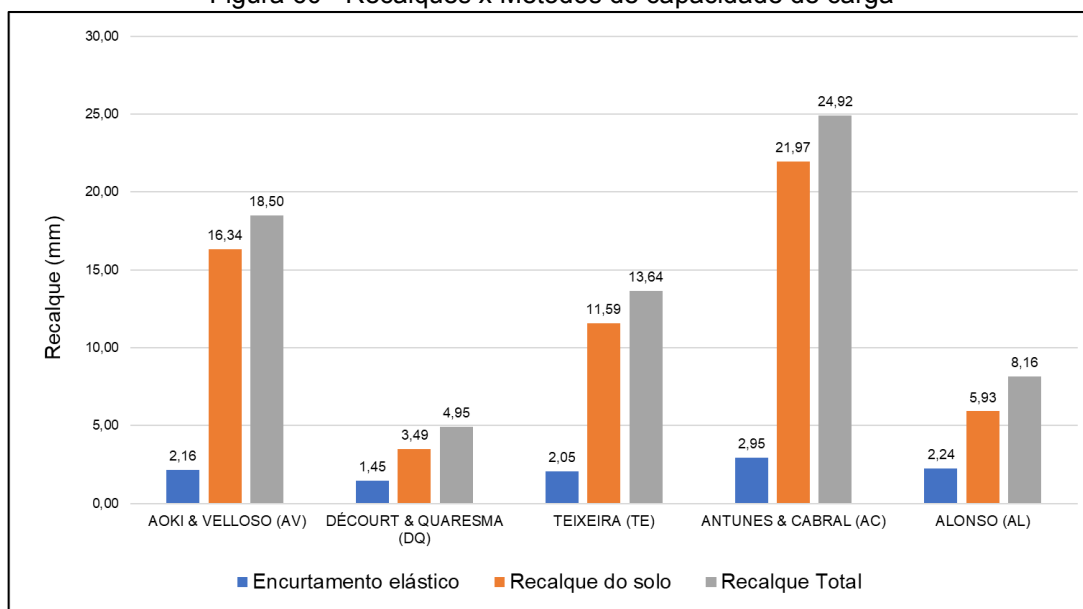
A Tabela 15 e a Figura 60 reúnem os valores de recalque estimado obtidos em cada método para cota de assentamento - 18 m.

Tabela 15 – Recalques, em mm, à cota - 18 m

Métodos Semiempíricos	Encurtamento elástico (ρ_e)	Recalque do solo (ρ_s)	Recalque total (ρ)
AV	2,16	16,34	18,50
DQ	1,45	3,49	4,95
TE	2,05	11,59	13,64
AC	2,95	21,97	24,92
AL	2,24	5,93	8,16

Fonte: Próprio autor (2021)

Figura 60 - Recalques x Métodos de capacidade de carga



Fonte: Próprio autor (2021)

A partir das informações acima, verifica-se que os métodos AV e AC apresentaram os maiores valores de recalque, 18,50 mm e 24,92 mm respectivamente, os quais excedem o máximo admissível que é de 15 mm. Verifica-se pela mesma tabela que ambos os métodos apresentaram esses resultados, sobretudo, devido ao alto recalque do solo, os quais por si só ultrapassam a faixa dos 15 mm em ambos os métodos.

Já os demais métodos se enquadraram dentro do limite de 15 mm, sendo o método DQ e AL os que apresentaram menores valores de recalques, 4,95 mm e 8,16 mm, respectivamente.

A partir de tais constatações verifica-se que o método AC, apesar de apresentar a maior resistência à ruptura, conforme a verificado no item 4.5.2, também possui o maior valor de recalque para tal carga, consideravelmente superior ao apresentado pelo AL, método com segunda maior resistência à ruptura.

4.7 Aplicação do método de Van der Veen

Uma vez calculados a capacidade de carga e os recalques para cada método, foi possível aplicar o método de Van der Veen, descrito no item 2.6.4, o qual permite a construção da curva carga x recalque.

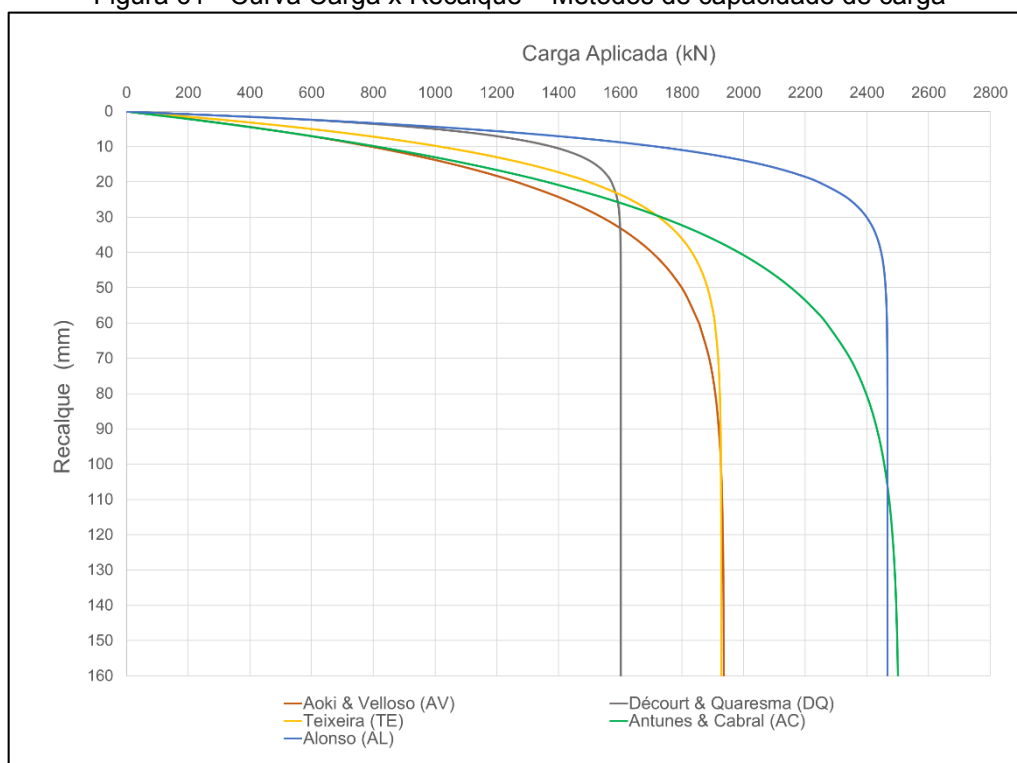
Para o desenvolvimento dessa etapa, utilizou-se o exemplo de cálculo apresentado por Cintra e Aoki (2010), os quais consideraram:

- que o valor de P é a carga admissível, calculada utilizando fator de segurança e 100% da resistência de ponta.
- que o valor de R é a carga de ruptura, conforme calculada no item 4.5.2.
- que o valor do recalque ρ é o mesmo calculado pelo método Cintra e Aoki (2010).

Desta forma, calculou-se o valor do parâmetro de forma da curva (a) para todos os métodos de capacidade de carga. Em seguida, tendo definido o valor de a , foi possível obter a equação de Van Der Veen em função da carga e do recalque. Assim, determinou-se os valores de carga e recalques correspondentes e construiu-se o diagrama carga x recalque para cada método de capacidade de carga.

A Figura 61 e apresenta as curvas carga x recalque construídas para cada método de capacidade de carga. Construiu-se o gráfico até que todas as curvas obtivessem tendência de ruptura.

Figura 61 - Curva Carga x Recalque – Métodos de capacidade de carga



Fonte: Próprio Autor (2021)

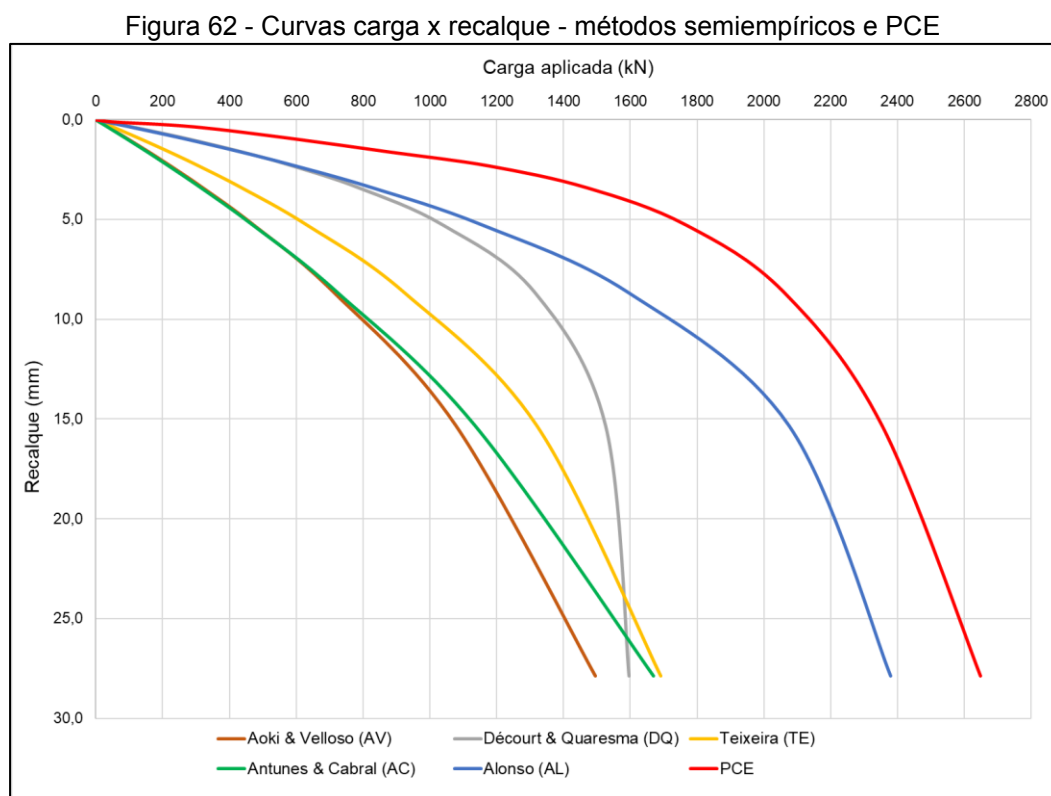
De posse das curvas da Figura 61, é possível fazer as seguintes constatações:

- O método AL apresentou a melhor relação carga x recalque, obtendo os maiores valores de resistência em todas as faixas de recalque menor que 100 mm;
- O método AC apresentou a maior resistência a ruptura, porém a custo de recalques da ordem acima de 120 mm, região onde a curva apresentou tendência de estabilização vertical, o que coincide com as constatações dos itens anteriores.
- Com exceção da curva do método AC, todas as outras apresentaram comportamento de ruptura em faixas de recalque abaixo de 80 mm.

4.8 Análise - Ensaio de PCE e Métodos semiempíricos

Com base nas informações de carga e recalque do ensaio de prova de carga estática, abordado no item 4.4, e dos métodos de capacidade de carga, item 4.7, elaborou-se diagrama carga x recalque reunindo os resultados dos métodos e do

ensaio de PCE, conforme a Figura 62. O diagrama foi construído até o recalque máximo obtido no ensaio de PCE, o qual foi de aproximadamente 28 mm, para possibilitar uma comparação a partir dos dados reais do ensaio de PCE.



A partir de análise meramente visual da Figura 62, é possível realizar as seguintes constatações:

- Todos os métodos de capacidade de carga analisados se mostraram conservadores em relação ao ensaio de PCE, tendo em vista que se apresentaram abaixo da curva PCE. Desta forma, o ensaio de PCE apresentou nitidamente maior resistência de ruptura de detrimento de menores níveis de recalque;
- Dentre os métodos de capacidade de carga avaliados, a curva AL apresentou maior proximidade de valores em relação à PCE, sendo, o método cuja curva mais se aproxima da PCE;
- Já quanto ao comportamento da curva, é possível perceber que as curvas DQ e AL foram as que apresentaram maior similaridade de formato e comportamento com a curva PCE.

A fim de certificar a validade de tais constatações e realizar uma análise além da mera verificação visual das curvas carga recalques para escolha do método de capacidade de carga mais adequado, decidiu-se realizar verificação suplementar utilizando metodologias estatísticas de análise de resultados. Inicialmente, decidiu-se adotar a mesma metodologia utilizada por Benetti (2016), que verificou o melhor método de capacidade de carga a partir do valor do coeficiente de determinação R^2 , o qual informa o nível de correlação entre os resultados obtidos entre os métodos de capacidade de carga e os obtidos no ensaio de prova de carga estática.

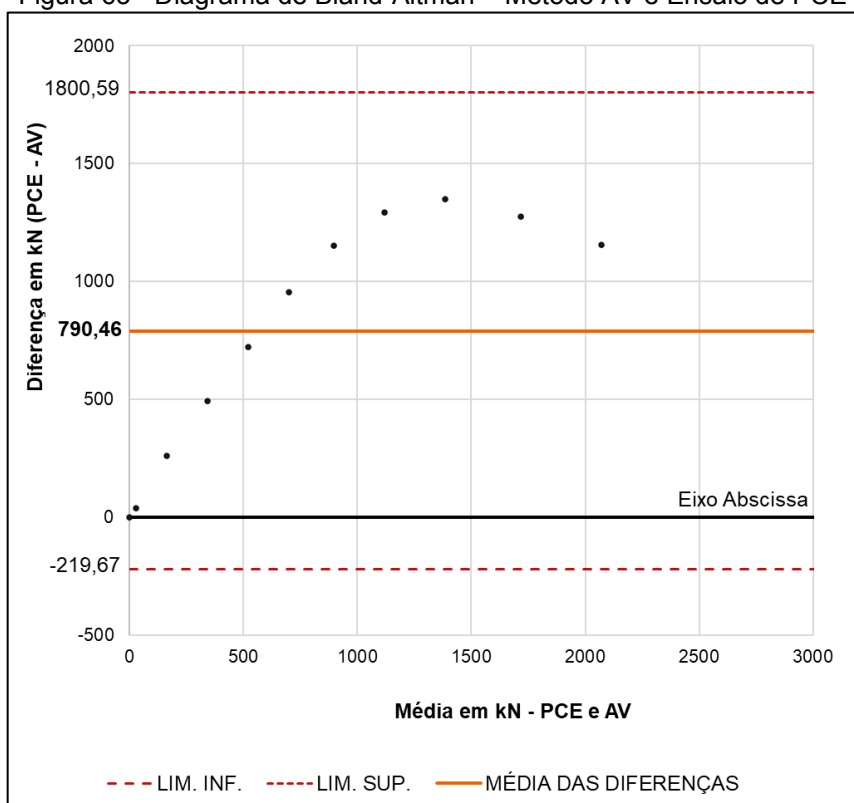
Todavia, verificou-se que seria mais adequado trabalhar com o conceito de concordância em vez de correlação, tendo em vista que a primeira não se restringe a verificar o nível de correlação entre as curvas, mas também permite avaliar o quanto estas concordam entre si.

Para fazer tal análise utilizou-se o diagrama de Bland-Altman, o qual fornece informações que permitem verificar o nível de concordância entre dois métodos diferentes que determinem a mesma variável dependente quantitativa (HONÓRIO, s/d). Essa verificação é feita analisando a reta da média das diferenças, de forma que quanto mais próximo do eixo das abcissas ela estiver, maior o nível de concordância. A forma de construção e análise do diagrama de Bland-Altman esta detalhada no item 2.11.

Além disso, verificou-se o nível de precisão de cada método de forma que quanto maior o intervalo de confiança (distância entre as retas horizontais de limite inferior e superior), menos preciso será o método.

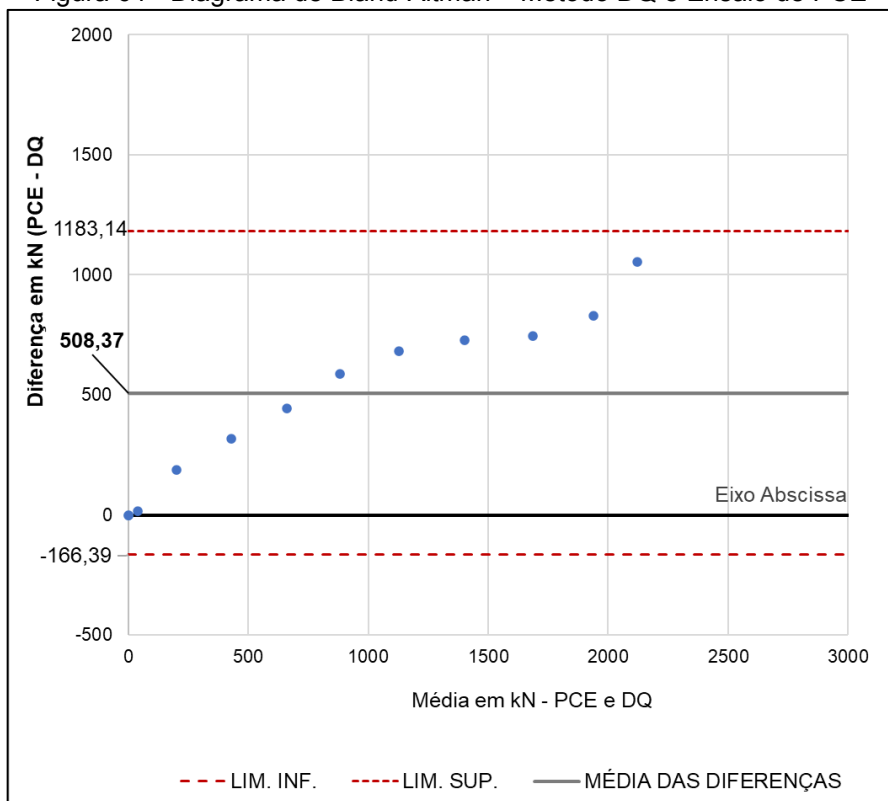
No caso deste trabalho, um dos métodos será sempre um o ensaio de PCE (nosso padrão de ouro) e ou outro, um método semiempírico de capacidade de carga. Portanto, construiu-se o diagrama de Bland-Altman para cada um dos métodos semiempíricos de capacidade de carga, conforme as Figura 63, Figura 64, Figura 65, Figura 66, Figura 67 e Figura 68.

Figura 63 - Diagrama de Bland-Altman – Método AV e Ensaio de PCE



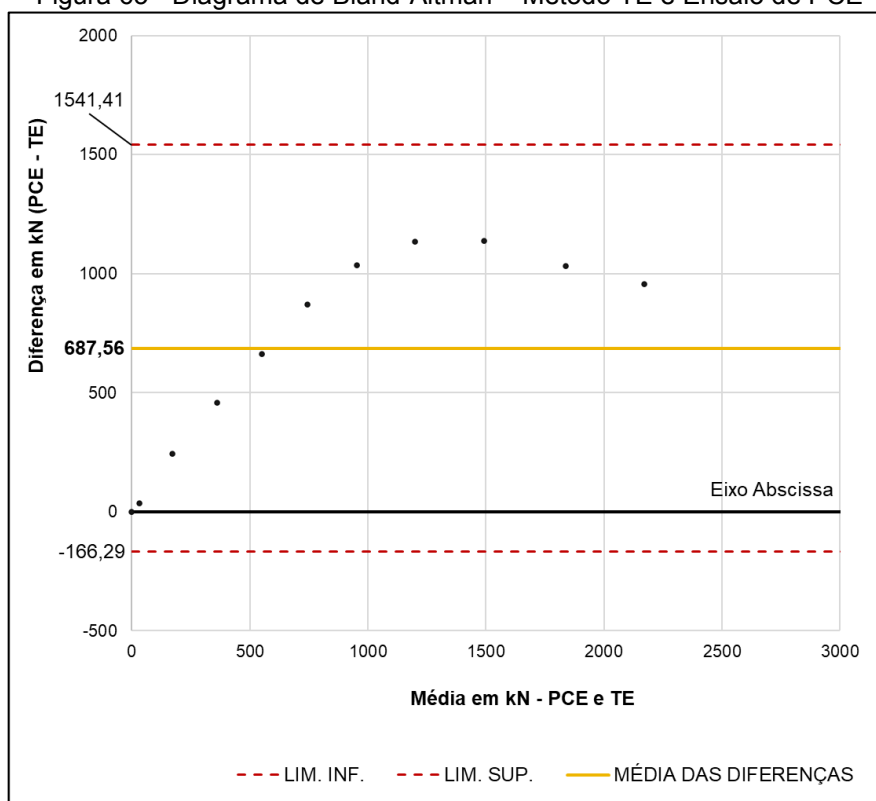
Fonte: Próprio autor (2021)

Figura 64 - Diagrama de Bland-Altman – Método DQ e Ensaio de PCE



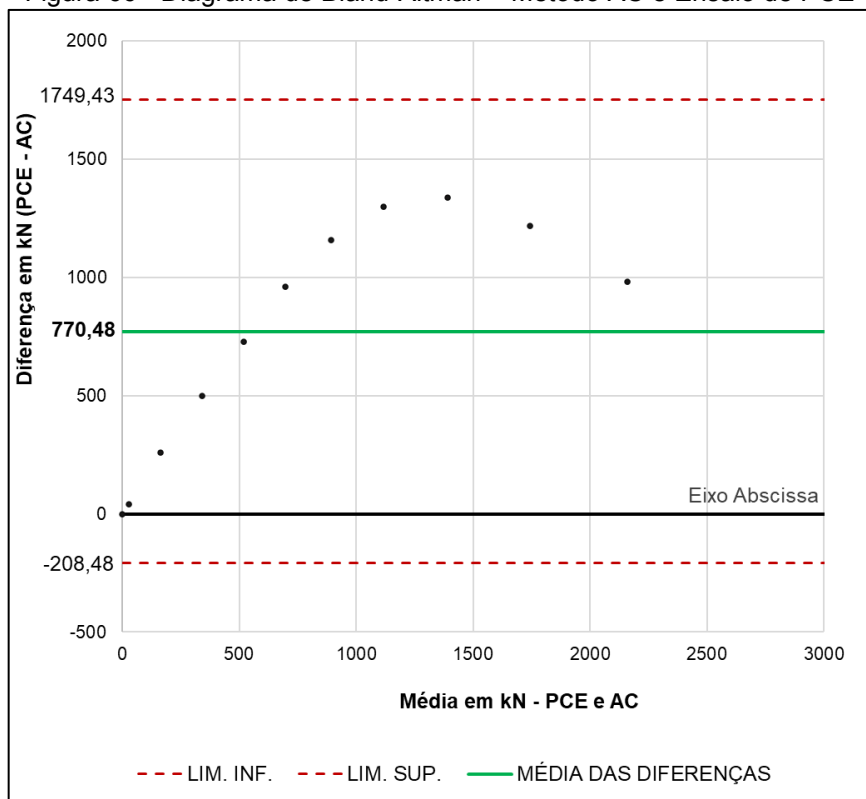
Fonte: Próprio autor (2021)

Figura 65 - Diagrama de Bland-Altman – Método TE e Ensaio de PCE



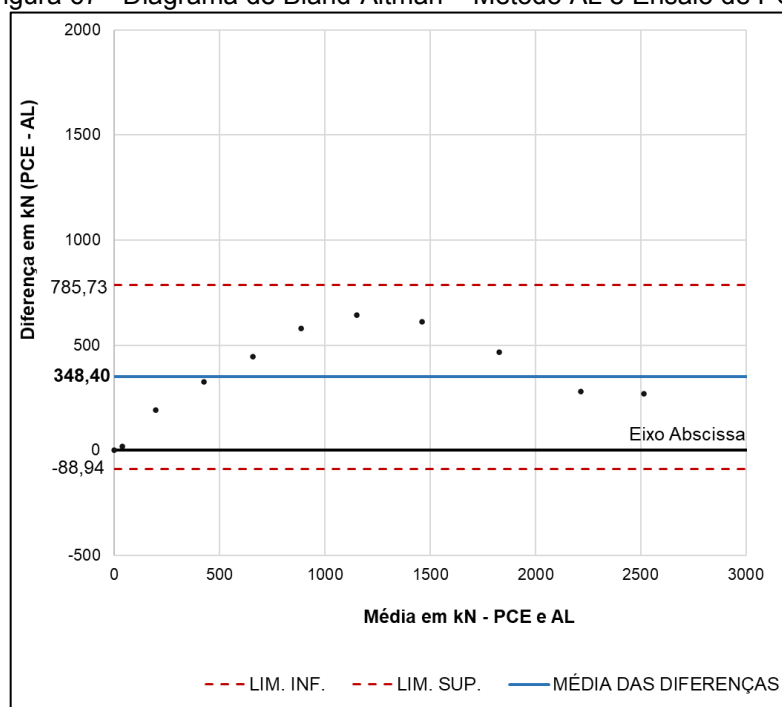
Fonte: Próprio autor (2021)

Figura 66 - Diagrama de Bland-Altman – Método AC e Ensaio de PCE



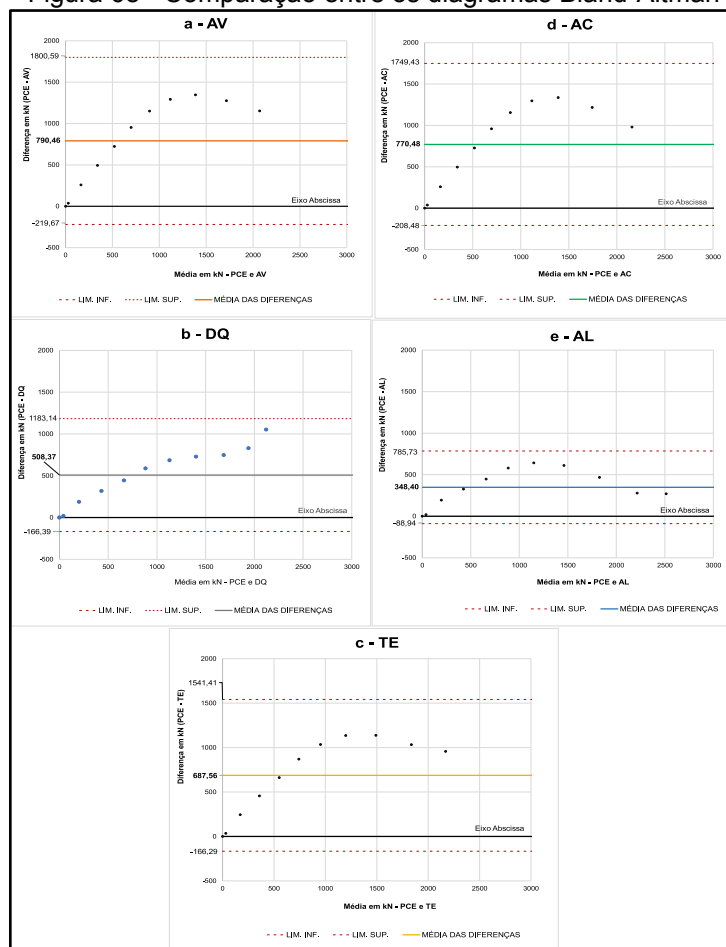
Fonte: Próprio autor (2021)

Figura 67 - Diagrama de Bland-Altman – Método AL e Ensaio de PCE



Fonte: Próprio autor (2021)

Figura 68 - Comparação entre os diagramas Bland-Altman



Fonte: Próprio autor (2021)

A partir da análise dos diagramas de Bland-Altman constantes nas figuras acima, verifica-se que o método AL é aquele cuja reta da média das diferenças mais se aproxima dos eixos das abscissas, apresentando um valor de 348,40 kN, indicando que este é o método que possui maior concordância com o ensaio de PCE. É possível fazer tal constatação pois quanto menor for a diferença entre as cargas medidas no ensaio de PCE e as calculadas pelos métodos de capacidade de carga, menor será o valor da média das diferenças e, conseqüentemente, mais próxima sua reta estará do eixo das abscissas.

O método DQ apresentou o segundo maior nível de concordância, tendo em vista que sua reta da média das diferenças, cujo valor é de 508,37 kN, foi a que, depois do método AL, se apresentou mais próxima do eixo das abscissas. Tal verificação fundamenta as constatações realizadas na análise visual feitas à respeito das curvas da Figura 62.

Ainda é possível constatar, com base nos diagramas de Bland-Altman, que o método AL é também o que possui o menor intervalo de confiança, variando de -88,94 kN a 785,73 kN. Isso indica que, dentre os métodos de capacidade de carga, este é o mais preciso, pois os valores das diferenças entre carga medida e calculada estão contidos em um intervalo mais estreito do que nos demais métodos.

É possível verificar visualmente essa diferença ao visualizar nos diagramas a distância entre os limites superior e inferior, de forma que quanto maior for essa distância menos preciso será o método.

Desta forma, tanto pela análise visual das curvas do diagrama Carga x Recalque da Figura 62 quanto pela avaliação de concordância dos diagramas de Bland-Altman, constata-se que o método semiempírico de capacidade de carga Alonso (AL) é o que mais se aproxima do ensaio de PCE.

4.9 Dimensionamento

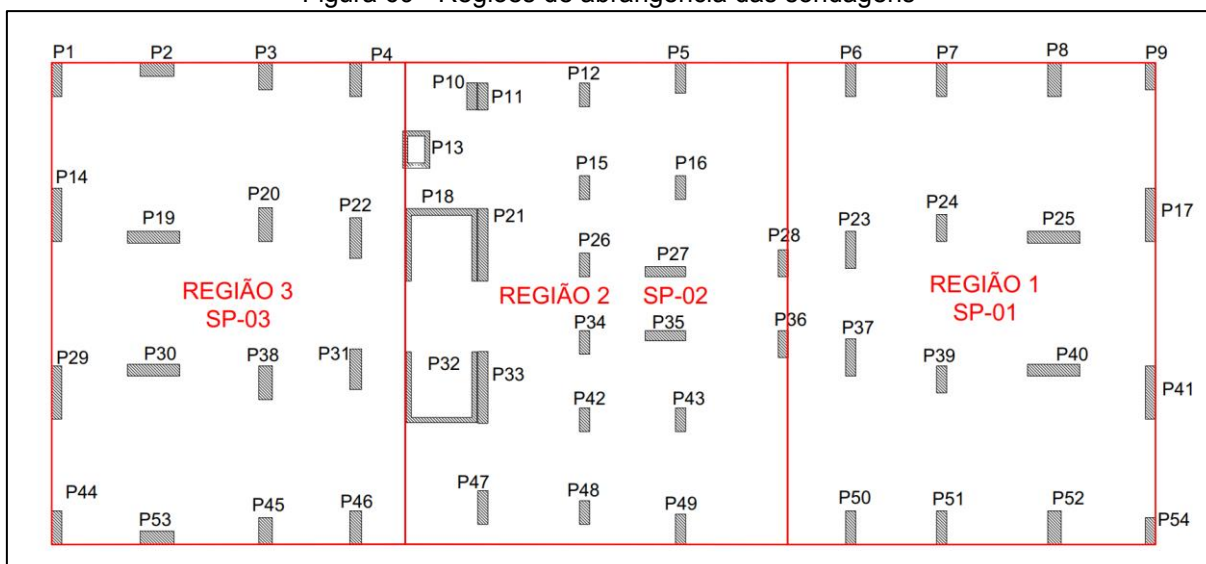
A etapa de dimensionamento da fundação consistiu basicamente em elaborar dois projetos distintos do mesmo edifício, um utilizando o método semiempírico de capacidade de carga e o outro, o ensaio de PCE, a fim de, posteriormente, compará-los e verificar as possíveis diferenças existentes entre eles.

4.9.1 Dimensionamento pelo método Alonso (1996)

O dimensionamento da fundação utilizando o método semiempírico foi realizado utilizando o método Alonso (AL), tendo em vista que este foi o mais adequado, conforme demonstrado no item 4.8. O dimensionamento da fundação seguiu a metodologia de cálculo apresentada nos itens 2.9 e 2.10.

Adotou-se para este trabalho dividir a planta de cargas em três regiões distintas, cada uma contemplando um furo da sondagem com SPT (Figura 69), a fim de que o dimensionamento da fundação fosse feito com base nos resultados na sondagem SPT que representasse sua região. As regiões foram nomeadas R1, R2 e R3.

Figura 69 - Regiões de abrangência das sondagens



Fonte: Próprio autor (2021)

Em seguida calculou-se a carga admissível para cada região com base nos resultados de N_{spt} fornecido por cada furo, de forma que cada região apresentou a seguinte carga admissível de acordo com a Tabela 16.

Tabela 16 - Carga admissível de acordo com cada região

Região	Carga admissível (kN)
R1	1129,19
R2	1153,67
R3	1198,58

Fonte: Próprio autor (2021)

O valor da carga admissível foi calculado considerando um fator de segurança de redução de 1,6, conforme autorizado pela NBR 6122 (2019) em situações em que o ensaio de PCE tenha sido executado.

Quanto à contribuição de ponta da estaca, a NBR 6122 (2019) estabelece que, em situações em que se considerar a contribuição de ponta para estacas hélice contínua, deve-se garantir que sejam cumpridos os procedimentos executivos mínimos determinados na própria norma, de forma a possibilitar o contato efetivo entre ponta da estaca e o solo. A referida norma estabelece também que, para se utilizar a resistência de ponta, deve-se considerar na verificação do Estado Limite Último que a resistência de ponta seja menor que a resistência lateral e que o valor médio entre ambas seja igual a carga admissível. Desta forma, considerando que tais procedimentos mínimos sejam cumpridos na fase de execução e obedecendo os limites fixados por norma, considerou-se a utilização de 20% da resistência de ponta da estaca.

Já para a determinação da quantidade de estacas, foi utilizado um fator de majoração de 5%, conforme determinado pela norma 6122 (2019), para contemplar o peso próprio dos blocos de coroamento.

Após a determinação da quantidade de estacas por pilar, avaliou-se a necessidade do dimensionamento da taxa de armadura, conforme o critério abordado no item 2.9.2, sendo verificado que poderia ser adotada a taxa de armadura mínima para todas as estacas. Em seguida, determinou-se a quantidade de barras e espaçamento necessário, respeitando os limites prescritos em norma.

Já quanto ao dimensionamento dos blocos, este se limitou apenas ao dimensionamento geométrico em planta. Para a determinação das formas e dimensões dos blocos observou-se uma distância mínima entre as estacas de três vezes o diâmetro da estaca ($3\phi_{est}$).

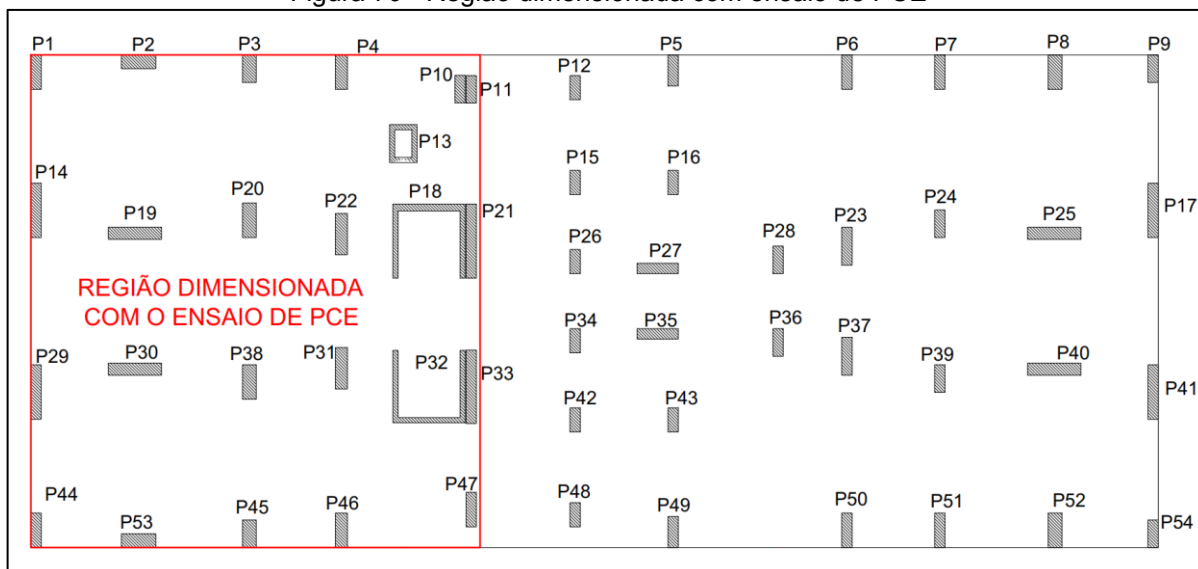
O projeto da fundação dimensionada com o método AL está apresentado no Apêndice A.

4.9.2 Dimensionamento pelo Ensaio de PCE

Este segundo dimensionamento foi realizado apenas em parte da edificação. Isto porque, diferente do primeiro, que possuía informação do solo em três pontos

distintos, o ensaio de PCE foi realizado apenas em um único ponto do terreno. Desta forma, apenas os pilares que se localizaram na região do ensaio de PCE foram contemplados no dimensionamento, conforme apresentado na Figura 70.

Figura 70 - Região dimensionada com ensaio de PCE



Fonte: Próprio autor (2021)

O cálculo da carga admissível consistiu aplicação do coeficiente de segurança de minoração de 1,6 sobre a carga de ruptura calculada para o ensaio, conforme abordado no item 4.4. Desta forma, obteve-se uma carga admissível igual a 1681,25 kN, valor este que no diagrama carga x recalque do ensaio (Figura 58) apresenta um recalque correspondente de aproximadamente 5 mm, sendo, portanto, menor que o limite de 15 mm, viabilizando o uso dessa carga resistente nos cálculos.

As demais etapas do dimensionamento foram executadas de modo análogo ao processo adotado com o método semiempírico, descrito no item 4.9.1.

O projeto da fundação dimensionada com o ensaio de PCE está apresentado no Apêndice B.

4.10 Análise comparativas dos dimensionamentos

Após a elaboração dos projetos de fundação utilizando o método AL e o ensaio de PCE, realizou-se análise comparativa entre eles para verificar as diferenças quanto à quantidade de estaca e ao consumo dos insumos concreto e aço, materiais de maior relevância no custo de produção da estaca.

Para possibilitar uma análise que fosse representativa, utilizou-se na comparação apenas as fundações dos pilares contemplados no dimensionamento utilizando o ensaio de prova de carga estática, chegando-se ao seguinte resultado, conforma apresentado na tabela

Tabela 17 - Quantidade de estacas e insumos - Método AL x PCE

	ESTACAS	TOTAL		
		CONCRETO (m³)	AÇO CA-50	
			Ø12,5 (kg)	Ø6,3 (kg)
AL	50	254,5	2407,5	580,51
PCE	38	193,4	1829,7	441,19
Diferença	12	61,1	577,8	139
Redução (%)	24,0%	24,0%	24,0%	24,0%

Fonte: Próprio autor (2021)

Verifica-se pela Tabela 17 que o dimensionamento utilizando o ensaio de PCE possibilitou uma redução na necessidade de estacas, em relação ao método AL, de 50 para 38, contabilizando uma diferença de 12 estacas na região analisada. Tal diminuição, possibilitou uma economia de consumo de concreto na ordem 61 m³ e de aço CA-50, de 717 kg.

Desta forma, constatou-se que a diferença de dimensionamento entre projetos, possibilitou uma redução percentual de 24% tanto na quantidade de estacas quanto no consumo de insumos.

Há que se mencionar que a comparação não considerou a diminuição de consumo de insumos dos blocos, tendo em vista que este trabalho se limitou a definir suas dimensões em planta, não alcançando seu dimensionamento estrutural. Porém, analisando as dimensões geométricas em planta dos blocos dos dois projetos, é possível inferir que também haveria reduções relevantes no consumo de concreto e aço.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo como base os resultados obtidos discutidos no item 4 deste trabalho, chegou-se as seguintes considerações, conforme apresentado nos subitens 5.1 e 5.2. Ressalta-se de antemão, que tais considerações se limitam ao estudo de caso analisado neste trabalho, tendo em vista que os resultados podem se apresentar

completamente diferentes a depender das características do empreendimento estudado. Portanto, não se pretende, sob qualquer hipótese, generalizar as considerações aqui apresentadas.

5.1 Quanto a escolha do método de capacidade de carga

Diante dos resultados obtidos na análise dos métodos semiempíricos de capacidade de carga, conclui-se que:

- a) Dentre os métodos analisados, o método Alonso (1996) (AL) apresentou-se como o mais adequado para o dimensionamento da edificação em estudo, pois, apesar de estar entre os métodos com resultados mais arrojadados, foi o que se apresentou mais concordante com ensaio de prova de carga estática.
- b) Os métodos Antunes e Cabral (AC) e Aoki e Velloso (AV) apresentaram os maiores recalques para a carga de ruptura, sendo que o primeiro, por mais que tenha alcançado carga resistente de ruptura mais próxima do ensaio de PCE, foi também o que apresentou o maior recalque correspondente.
- c) A opção pelo dimensionamento utilizando o método de capacidade de carga mais conservador nem sempre reflete a melhor escolha técnica-econômica, tendo em vista que, apesar de ter o maior nível da segurança, pode tornar um projeto antieconômico ao subestimar a níveis desnecessários a capacidade resistente do solo.

5.2 Quanto aos projetos de fundações

Diante dos resultados obtidos com o dimensionamento da fundação utilizando o método AL e o ensaio de PCE, conclui-se que:

- a) A opção por adotar os resultados do ensaio de PCE como parâmetro direto para o dimensionamento possibilitou uma redução de 12 estacas na região analisada quando comparado com o dimensionamento utilizando o método AL. Tal situação possibilitou uma redução de cerca de 24% no consumo de concreto e aço da fundação na região analisada.
- b) Caso o ensaio de PCE não tivesse sido realizado no empreendimento em estudo, o dimensionamento pelos métodos semiempíricos aumentaria

significativamente (o que geraria uma diferença na quantidade de estacas ainda maior do que a apresentada no item 4.10). Tal afirmativa se baseia no fato de que, uma vez não existindo ensaio de PCE:

- Não seria possível identificar método semiempírico de capacidade de carga mais adequado, o que nos impeliria a adotar o método mais conservador, que, no caso deste trabalho, foi o método Aoki e Velloso (AV). A utilização deste método implicaria numa diminuição de aproximadamente 60% da carga admissível quando comparado com a do método AL, o que consequentemente refletiria num aumento significativo na quantidade de estacas para o projeto.
 - Seria necessário adotar fator de segurança (FS) de minoração igual a 2 para o cálculo da carga admissível, tendo em vista que a norma 6122 (2019) apenas autoriza utilizar um FS de 1,6 em situações em que o ensaio de PCE tenha sido realizado. O aumento do FS também implicaria em um aumento na quantidade de estacas para o projeto.
- c) A execução do ensaio de PCE em mais estacas, de forma que possibilitasse um melhor mapeamento do terreno, poderia se revelar interessante do ponto de vista técnico e econômico por possibilitar o dimensionamento de toda a fundação por meio dos resultados do próprio ensaio, o que, conforme verificado no item 4.10, possivelmente acarretaria numa redução na quantidade de estacas do projeto como um todo.

REFERÊNCIAS

ABEF. **Manual de Execução de Fundações e Geotecnia: práticas recomendadas**. São Paulo: Pini, 2012.

AGUIAR, M. F. P. D. **Fundações: estudos geotécnicos**. Fortaleza.: INBEC Pós-Graduação, 2012. Disponível em: <<http://midia.inbec.com.br/ebook-fundacao-estudos-geotecnicos>>.

ALBUQUERQUE, P. J. R. D. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão do solo residual diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. 2001. 297 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - USP. São Paulo. 2001.

ALONSO, U. R. Estacas Injetadas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 361-372.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blücher LTDA., 2001.

ALONSO, U. R. **Provas de carga estáticas: Evolução dos ensaios e cuidados a tomar para evitar acidentes**. [S.l.]. 2018.

ALVA, G. M. S. **Desenhos de formas estruturais em edifícios de concreto armado**. Departamento de Estruturas e Construção Civil - UFSM. Santa Maria. 2007.

AMANCIO, L. B.; NETO, S. A. D.; ANJOS, G. J. M. D. Modelo de Previsão de Recalques em Estacas Hélice Contínua. **XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2014**, set. 2014. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/268743161_Modelo_de_Previsao_de_Recalques_em_Estacas_Helice_Continua_Utilizando_Redes_Neural_Artificiais>. Acesso em: 2021 jan. 05.

AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - USP. São Paulo. 2010.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. **Capacidade de carga em estacas hélice contínua**. Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 3, 1996. São Paulo. 1996.

ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. Estacas Tipo Hélice Contínua. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 345-348.

AOKI, N. **Determinação da capacidade de carga última de estaca crava em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente**. 1997. 111 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). USP - São Carlos. São Carlos. 1997.

APL ENGENHARIA. Conheça as fundações em estaca raiz, 2020. Disponível em: <<https://blog.apl.eng.br/conheca-as-fundacoes-em-estaca-raiz/>>. Acesso em: 21 jan. 2021. il. color.

APL FUNDAÇÕES. Sondagem a percussão: conheça e entenda os procedimentos executivos, 2018. Disponível em: <<https://blog.apl.eng.br/sondagem-a-percussao-conheca-e-entenda-os-procedimentos-executivos/>>. Acesso em: 2021 jan. 2021. il. color.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2020.

BARRETO, G. W. **Projeto de uma Perfuratriz Multifuncional para Execução de Estacas e Desenvolvimento de um Ensaio de Campo que Utiliza o Sistema de Monitoração Eletrônica da Perfuratriz**. 2014. 262 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos. 2014.

BASTOS, P. S. D. S. **Blocos de Fundação**. Departamento de engenharia Civil - UNESP. Bauru. 2020.

BATEC FUNDAÇÕES. Perfuração. **Batec Fundações**, s/d. Disponível em: <<http://batec.com.br/estacas-helice-continua/perfuracao/>>. Acesso em: 23 dez. 2020. il. color.

BELINCANTA, A. **Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT**. 1998. 162 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil: Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Paulo. 1998.

BENETTI, L. B. **Estacas hélice contínua executadas em solos da formação Guabirotuba: estudo do comportamento e reavaliação de Métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga**. 2016. 259 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - UFPR. Curitiba. 2016.

BEZERRA, J. E. **Aplicação de Técnicas Geoestatísticas no Processo de Otimização de Projetos de Fundações Estaqueadas**. 2014. 266 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - UNB. Brasília. 2014.

BRANCO, C. J. M. D. C. **Provas de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada**. 2006. 217f. Tese (Doutorado em Engenharia - Área de Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos/USP. São Carlos. 2006.

CABETTE, J. F. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - USP. São Paulo. 2014.

CÂMARA, K. R. D. R.; PEREIRA, A. D. C. Análise de perfis de sondagem SPT e caracterização geotécnica de solos do município de Natal. **Holos**, v. I, p. 38 - 53, 2005. Disponível em: <<http://www2.ifrn.edu.br/ojs/index.php/HOLOS/article/view/56>>. Acesso em: 29 dez. 2020.

CAMPOS, D. J. F. D. **Energia de Execução de Estacas Hélice Contínua como Ferramenta de Avaliação da Competência do Terreno**. 2018. 147 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - UNB. Brasília. 2018.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: fundamentos. 6ª. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos S.A., v. I, 1996.

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

COSTA, L. D. O. et al. Comparativo de Custos de Execução de Estaca Hélice Contínua e Estaca Raiz: Estudo de caso de uma obra vertical em Fortaleza. **Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia - CONTECC**, Belém, 8 a 11 ago. 2017. Disponível em: <<https://www.confea.org.br/eventos/contecc/contecc-2017/civil>>. Acesso em: 26 dez. 2020.

DANTAS, P. D. U. **Análise de provas de carga estática em estacas do tipo hélice contínua executadas na região metropolitana do Recife**. 2018. Dissertação (Mestre em Geotecnia) - UFPE. Recife. 2018.

DÉCOURT, L. Estacas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações**: teoria e prática. 2ª. ed. [S.l.]: Pini, 1998. p. 265-301.

DÉCOURT, L. Estacas. In: FALCONI, F., et al. **Fundações**: Teoria e Prática. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. p. 263-296.

GALVÃO, B. et al. Importância da sondagem SPT na construção civil: topos de sondagens, seus métodos e utilidades. **Braz Cubas**, v. 5, p. 171-178, jun. 2019. Disponível em: <<https://revistas.brazcubas.br/index.php/pesquisa/article/view/683>>. Acesso em: 2020 dez. 29.

GEOFIX FUNDAÇÕES. **Estacas Hélice Contínua**, s/d. Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php>>. Acesso em: 26 dez. 2020. il. color.

GEOFIX FUNDAÇÕES. **Estaca Raiz**, s/d. Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-estaca-raiz.php>>. Acesso em: 26 dez. 2020. il. color.

GEOFIX FUNDAÇÕES. Estacas escavadas de grande diâmetro e/ou barrete, s/d. Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-estaca-barrete.php>>. Acesso em: 21 jan. 2021. il. color.

GEOSITU SONDAgens. Quais são os tipos de sondagem?, 2018. Disponível em: <<https://geositu.com.br/quais-sao-os-tipos-de-sondagem/>>. Acesso em: 21 jan. 2021. il. color.

GIL, A. C. **Como Elaborar Projeto de Pesquisa**. 4^a. ed. São Paulo: Atlas S.A., 2002.

HIRAKATA, ; CAMEY, . Análise de concordância entre métodos de Bland-Altman. **HCPA**, p. 261-268, 2009. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/28980>>. Acesso em: 28 maio 2021.

HONÓRIO, H. M. Teste de BLAND-ALTMAN para concordância entre métodos (SPSS). **USP E-aulas**, s/d. Disponível em: <<http://eaulas.usp.br/portal/video?idItem=8870>>. Acesso em: 28 maio 2021.

INCOTEP SISTEMAS DE ANCORAGEM. Estaca Raiz: tubos de revestimento, s/d. Disponível em: <<https://www.incotep.com.br/produtos/tubos-de-revestimento-para-estaca-raiz/>>. Acesso em: 21 jan. 2021. il. color.

LAN CONSULTORIA. **Estaca tipo raiz - Empregada na execução das fundações do Pier de atracação da obra Belo Monte no Sítio Pimental**, 2012. Disponível em: <<https://sites.google.com/site/geotecniaefundacao/compras/caso-de-obra-1---estaca-raiz?tmpl=%2Fsystem%2Fapp%2Ftemplates%2Fprint%2F&showPrintDialog=1>>. Acesso em: 21 jan. 2021. il. color.

LONGANE, M. J. **Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. 2012. Dissertação (Mestre em Engenharia) - UFRGS. Porto Alegre. 2012.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação de métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via prova de carga**. 2005. 270 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil). [S.l.]. 2005.

MAP AMBIENTAL. **Relatório de execução de sondagens SPT para as novas instalações do Ministério Público Federal, localizado no município de Natal/RN**. Natal. 2015. il. color.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. 2^a. ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2015.

NIENOV, F. A. **Desempenho de Estacas Escavadas de Grande Diâmetro em Solo Arenoso Sob Carregamento Vertical**. 2016. 267 f. Tese (Doutor em Engenharia) - UFRGS. Porto Alegre. 2016.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 723-751.

PREFEITURA MUNICIPAL DE CANOINHAS/SC, 2015. Disponível em: <http://www.pmc.sc.gov.br/uploads/719/arquivos/509524_Estrutural___Deposito_de_lixo___F01_v02.pdf>. Acesso em: 22 jan. 2021. il. color.

QUARESMA, A. R. et al. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 119-162.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4ª. ed. São Paulo: Zigrate, 2008.

REFORSOLO. **Relatório de sondagem a percussão com SPT executadas na SGAN 909, LOTES "D" E "E" - ASA NORTE / DF**. Brasília. 2015. il. color.

RIBEIRO, L. G.; CARDOSO, D. O. : Validação da equação de Brzycki para a **RBME**, p. 316-317, jul/ago 2009. Disponível em: <<https://www.scielo.br/j/rbme/a/XQ8WY4dBMrhbcWsN7B3jj3R/?lang=pt>>. Acesso em: 28 maio 2021.

RIBEIRO, M. R. R. **Aplicação da teoria de confiabilidade na análise estrutural de edifícios considerando a interação solo-estrutura**. 2019. 121 f. (Dissertação - Mestrado em ciências) - USP. São Paulo. 2019.

ROCA FUNDAÇÕES. Estaca Escavada de Grande Diâmetro - Metodologia e Execução, 2013. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=dNHF5R6RNKc>>. Acesso em: 21 jan. 2021. il. color.

ROCHA, B. P. **Caracterização Geotécnica de Solos Tropicais Não Saturados por Meio de Ensaio de Campo**. 2018. 272 f. Tese (Doutorado em Ciência) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos. 2018.

SAES, J. L. Estacas escavadas com lama betonítica. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 348-399.

SCCAP ENGENHARIA. **Relatório técnico dos resultados da prova de carga estática a compressão, realizada sobre a estaca hélice contínua PC1**. Brasília. 2021.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações a Engenharia de Fundação**. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SESTREM, L. P. **Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas**. 2018. 271 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - UFRGS. Porto Alegre. 2018.

SILVA, L. I. D. **Avaliação dos métodos de previsão e controle de capacidade de carga em estacas tipo perfil metálico "H"**. 2013. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - UFPE. Recife. 2013.

SOARES, W. C. **Análise de recalque de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação**. 2005. 146 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos. 2005.

SOLOFIX FUNDAÇÕES. Estaca Hélice Contínua Monitorada (1), s/d. Disponível em: <<http://www.solofix.com.br/estaca-helice-continua-monitorada/>>. Acesso em: 23 dez. 2020. il. color.

UNIÃO FUNDAÇÕES. Hélice Contínua Monitorada: Entenda a eficácia desse tipo de fundação, s/d. Disponível em: <<https://www.uniaofundacoes.com.br/helice-continua-monitorada-fundacao/?cn-reloaded=1>>. Acesso em: 21 jan. 2021. il. color.

UNIVERSIDADE TRISUL. Fundação em Estaca Hélice Contínua, s/d. Disponível em: <<https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-construtivas/fundacao-em-estaca-helice-continua>>. Acesso em: 21 jan. 2021. il. color.

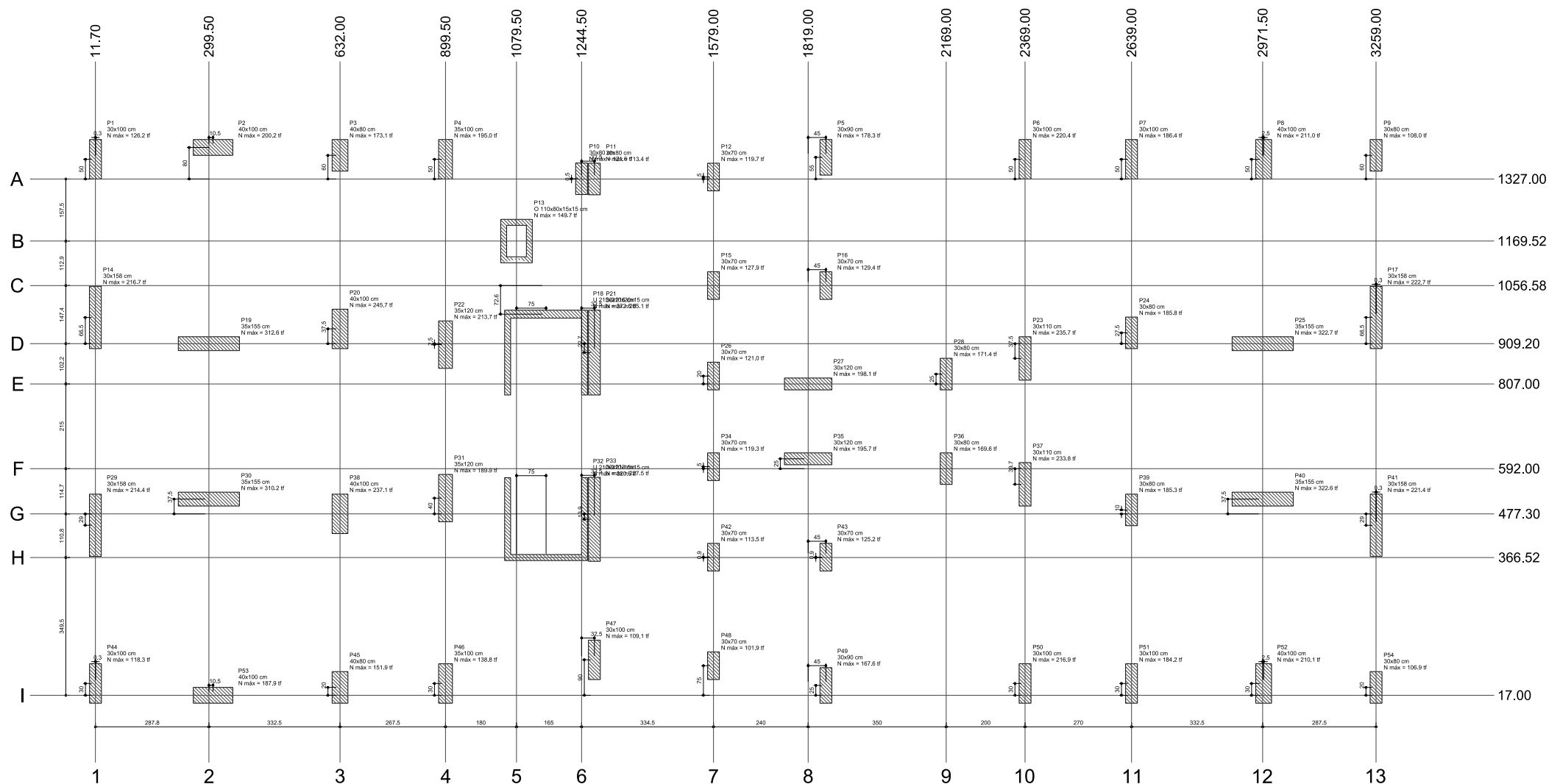
VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VENÂNCIO, P. B. F. **Dosagem de Argamassa para Estaca Raiz**. 2011. 172 f. Dissertação (Mestre em Estruturas e Construção Civil) - UNB. Brasília. 2008.

VIEIRA, F. D. P. **Critério estatístico para obtenção de valores de NSPT para previsão da capacidade de carga de estacas por métodos semiempíricos**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRJ. Rio de Janeiro. 2015.

YAZIGI, W. **A Técnica de Edificar**. 10^a. ed. São Paulo: Pini, 2009.

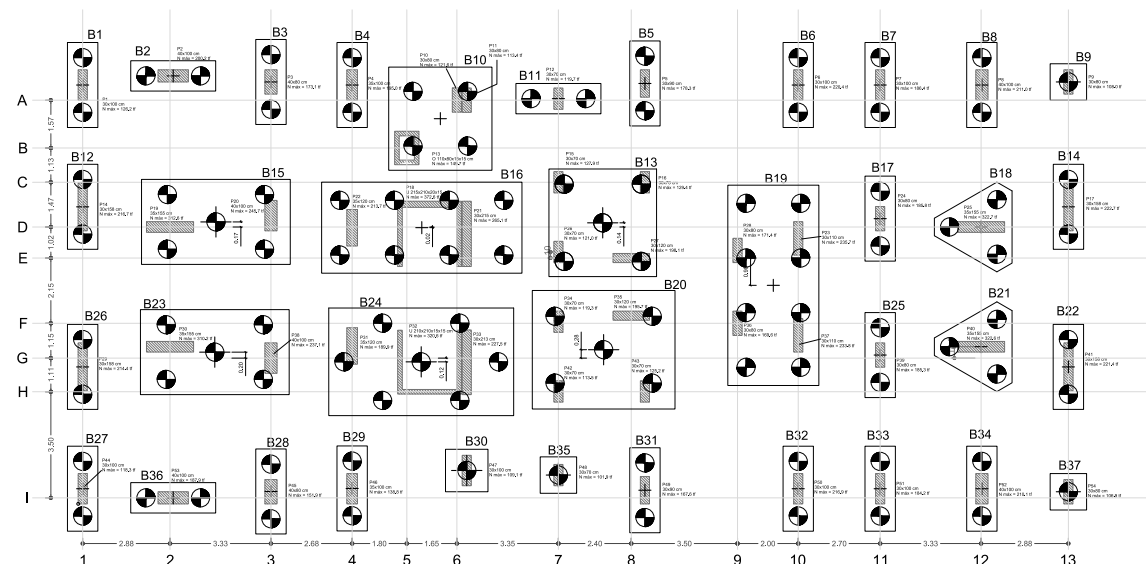
ANEXO A – PLANTA DE LOCAÇÃO E CARGA DO EDIFÍCIO



Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Pilar							
						Mx Máximo (kgf.m)		My Máximo (kgf.m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)	
						Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P21	30x215	1277.00	886.50	265.1	223.8	32600	-36800	800	-1500	0.0	-1.1	9.8	-10.5
P33	30x213	1277.00	463.42	227.5	199.7	31300	-34800	800	-1500	0.0	-1.0	9.6	-10.1
P1	30x100	12.00	1377.00	126.2	100.9	4300	-4800	100	-400	0.0	-0.4	1.8	-1.2
P2	40x100	310.00	1407.00	200.2	169.0	800	-1400	2300	-2600	0.9	-0.7	1.6	0.0
P3	40x80	632.00	1387.00	173.1	147.2	2100	-2800	400	-500	0.3	-0.2	1.6	0.0
P4	35x100	899.50	1377.00	195.0	167.7	3300	-3600	300	-400	0.0	-0.5	1.7	-0.3
P5	30x90	1864.00	1382.00	178.3	145.1	3000	-3700	200	-1000	0.0	-1.6	1.5	-1.0
P6	30x100	2369.00	1377.00	220.4	180.9	4700	-5800	1000	-200	1.9	0.0	2.2	-1.4
P7	30x100	2639.00	1377.00	186.4	153.2	4900	-5900	600	-800	0.3	-0.8	2.7	-1.0
P8	40x100	2974.00	1377.00	211.0	174.2	7100	-8300	1400	-1300	0.8	-0.8	3.5	-1.4
P9	30x80	3259.00	1387.00	108.0	81.0	3300	-3400	600	-500	0.7	0.0	1.5	-0.9
P10	30x80	1244.50	1327.50	121.6	106.2	1400	-1200	300	-200	0.5	0.0	0.6	-0.2
P11	30x80	1277.00	1327.00	113.4	81.5	1900	-2400	400	-600	0.0	-0.7	1.2	-0.3
P12	30x70	1579.00	1332.00	119.7	93.8	1400	-1800	600	-300	0.7	-0.2	0.9	-0.5
P13	O 110x80x15x15	1079.50	1169.52	149.7	128.1	6200	-6500	2100	-2300	0.5	-0.3	2.1	-0.8
P14	30x158	11.70	975.70	216.7	184.9	16600	-17700	100	-500	0.0	-0.4	5.7	-4.0
P15	30x70	1579.00	1056.58	127.9	109.1	1500	-1900	400	-500	0.4	-0.3	1.1	-0.7
P16	30x70	1864.00	1056.58	129.4	112.1	1700	-1700	400	-400	0.5	-0.2	0.9	-0.8
P17	30x158	3259.30	975.70	222.7	183.3	23400	-22800	1200	-700	0.8	-0.3	7.5	-6.2
P18	U 215x210x20x15	1154.50	984.00	372.6	345.7	38600	-44100	38900	-40500	7.9	-6.5	8.8	-8.1
P19	35x155	299.50	909.20	312.6	286.2	1000	-1300	6000	-7200	1.1	-2.3	1.7	0.0
P20	40x100	632.00	946.70	245.7	224.2	4700	-5000	500	-400	0.2	-0.4	2.2	-0.9
P22	35x120	899.50	906.72	213.7	198.5	6100	-6300	500	-300	0.4	0.0	1.8	-2.0
P23	30x110	2369.00	871.70	235.7	200.6	7500	-7300	600	-700	0.4	-0.7	2.5	-3.3
P24	30x80	2639.00	936.70	185.8	164.2	3100	-3200	600	-600	0.5	-0.4	2.1	-0.5
P25	35x155	2971.50	909.20	322.7	292.0	1300	-1900	23000	-22100	8.1	-6.4	2.1	0.0
P26	30x70	1579.00	827.00	121.0	105.0	1500	-1700	500	-600	0.7	-0.4	1.4	-0.6
P27	30x120	1819.00	807.00	198.1	176.6	700	-700	8700	-9800	2.3	-4.3	0.5	-0.7
P28	30x80	2169.00	832.00	171.4	144.2	3100	-2300	600	-600	0.7	-0.4	0.0	-3.0
P29	30x158	11.70	448.30	214.4	183.2	16400	-18100	100	-600	0.0	-0.4	4.2	-5.6
P30	35x155	299.50	514.80	310.2	283.8	1300	-1100	5600	-6800	1.1	-2.1	0.0	-1.7
P31	35x120	899.50	517.30	189.9	174.9	5900	-6400	500	-300	0.5	0.0	2.0	-2.0
P32	U 210x210x15x15	1154.50	366.52	320.6	274.4	33800	-38600	34300	-35300	7.0	-5.5	6.1	-8.4
P34	30x70	1579.00	597.00	119.3	103.0	1700	-1600	600	-500	0.9	-0.2	0.6	-1.4
P35	30x120	1819.00	617.00	195.7	174.3	600	-800	8600	-10100	2.2	-4.6	0.6	-0.4
P36	30x80	2169.00	592.00	169.6	142.8	2100	-3400	600	-600	0.7	-0.4	3.0	0.0
P37	30x110	2369.00	552.30	233.8	199.0	7100	-7900	600	-700	0.4	-0.7	3.3	-2.3
P38	40x100	632.00	477.30	237.1	215.0	4500	-5200	500	-300	0.2	-0.2	1.0	-2.3
P39	30x80	2639.00	487.30	185.3	163.9	3200	-3200	500	-600	0.5	-0.4	0.6	-2.1
P40	35x155	2971.50	514.80	322.6	291.9	1800	-1400	22800	-22300	8.1	-6.4	0.0	-2.2
P41	30x158	3259.30	448.30	221.4	182.2	23100	-23300	1100	-900	0.8	-0.3	6.1	-7.4
P42	30x70	1579.00	367.42	113.5	98.3	1600	-1700	400	-700	0.3	-0.6	0.9	-1.0
P43	30x70	1864.00	367.42	125.2	108.7	1600	-1900	400	-400	0.5	-0.2	0.9	-0.8
P44	30x100	12.00	47.00	118.3	93.1	4500	-4600	100	-400	0.0	-0.4	1.2	-1.9
P45	40x80	632.00	37.00	151.9	125.5	2700	-2200	300	-400	0.2	-0.3	0.0	-1.6
P46	35x100	899.50	47.00	138.8	110.2	3500	-3400	400	-300	0.4	0.0	0.4	-1.6
P47	30x100	1277.00	107.00	109.1	68.8	3700	-4000	500	-600	0.0	-0.6	1.3	-1.5
P48	30x70	1579.00	92.00	101.9	78.6	1600	-1600	600	-500	0.6	-0.4	0.6	-0.9
P49	30x90	1864.00	42.00	167.6	136.0	3300	-3300	200	-900	0.0	-1.8	1.0	-1.5
P50	30x100	2369.00	47.00	216.9	178.0	5500	-4900	900	-400	1.9	0.0	1.4	-2.1
P51	30x100	2639.00	47.00	184.2	151.4	5800	-5100	600	-700	0.3	-0.7	1.0	-2.8
P52	40x100	2974.00	47.00	210.1	173.4	8200	-7200	1300	-1500	0.8	-0.7	1.3	-3.6
P53	40x100	310.00	17.00	187.9	156.6	1400	-800	1800	-2000	0.9	-0.7	0.0	-1.7
P54	30x80	3259.00	37.00	106.9	79.9	3400	-3300	600	-400	0.7	0.0	0.8	-1.6

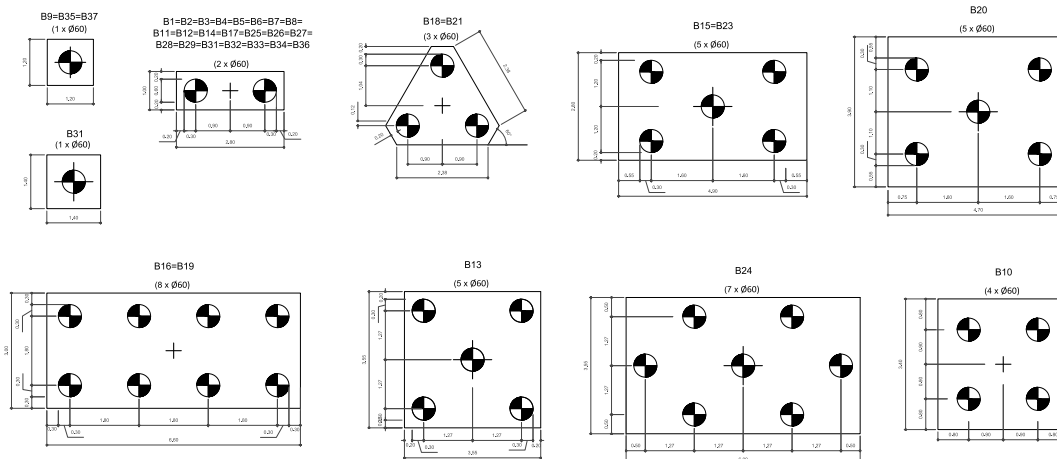
Os esforços indicados nesta tabela são os valores máximos obtidos pela envoltória de todas as combinações definidas para as fundações. Para análises complementares, deve-se consultar o relatório de esforços na fundação, que apresenta os valores calculados para cada combinação.

APÊNDICE A – PROJETO DE FUNDAÇÕES – MÉTODO ALONSO (AL)

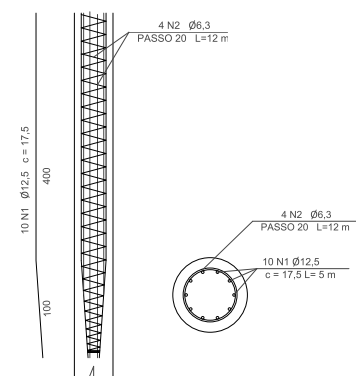


Planta de cargas
escala 1:50

DETALHAMENTO DOS BLOCOS

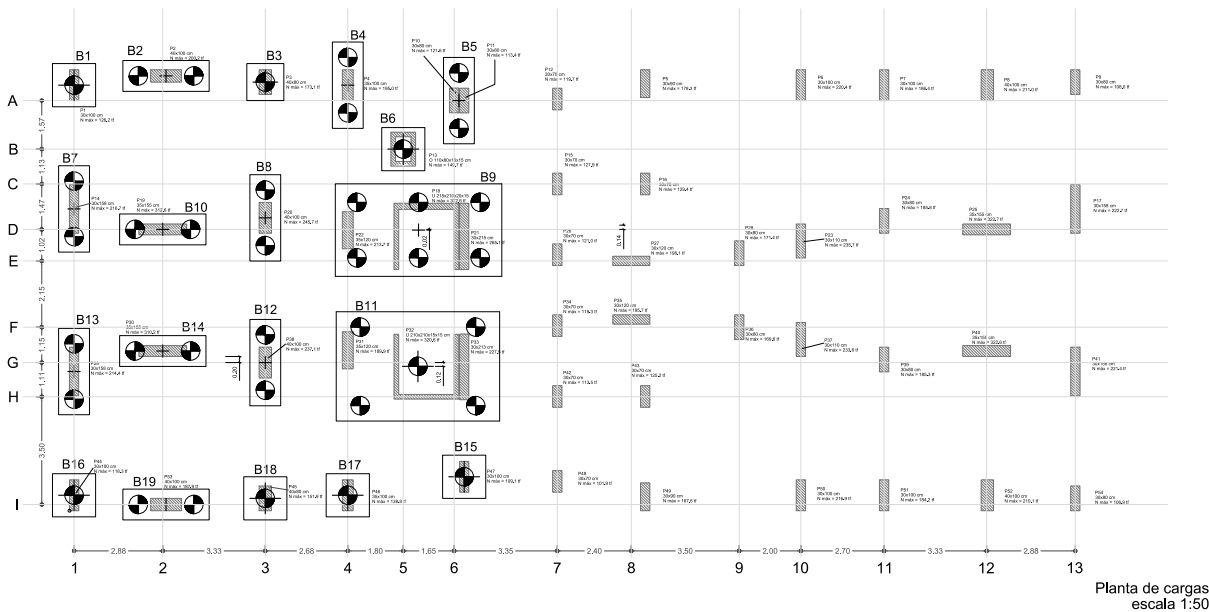


DETALHAMENTO - ARMADURA DA ESTACA Ø60



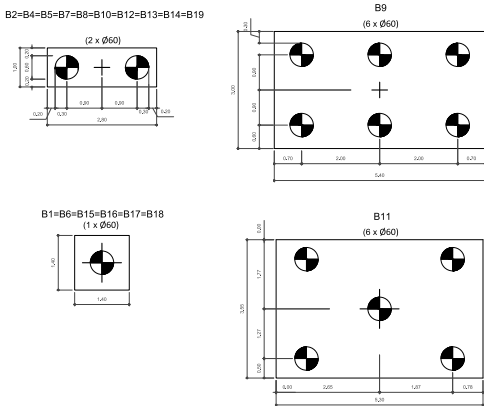
BLOCO	ESTACA		PILARES	
	D (cm)	QTD	NOME	CARGA (kn)
B1	60	2	P1	1299,49
B2	60	2	P2	2061,47
B3	60	2	P3	1782,42
B4	60	2	P4	2007,92
B5	60	2	P5	1835,56
B6	60	2	P6	2269,47
B7	60	2	P7	1919,37
B8	60	2	P8	2172,67
B9	60	1	P9	1112,68
B10	60	4	P10	1252,12
			P11	1167,68
			P13	1541,47
B11	60	2	P12	1232,56
B12	60	2	P14	2231,37
B13	60	5	P15	1316,99
			P16	1332,44
			P26	1245,94
B14	60	2	P27	2039,84
B15	60	5	P17	2293,15
B16	60	8	P19	3218,85
			P20	2529,98
			P18	3836,68
B17	60	2	P21	2729,74
B18	60	3	P22	2200,48
B19	60	8	P24	1913,19
			P25	3322,85
			P28	1764,91
B20	60	5	P23	2427,01
			P36	1746,38
			P37	2407,45
B21	60	5	P34	1228,44
			P35	2015,13
			P42	1168,71
B22	60	3	P43	1289,19
B23	60	2	P40	3321,82
B24	60	2	P41	2279,76
B25	60	5	P30	3194,14
			P38	2441,43
			P31	1955,41
B26	60	7	P32	3301,23
B27	60	2	P33	2342,58
B28	60	2	P39	1908,04
B29	60	2	P29	2207,68
B30	60	2	P44	1218,14
B31	60	2	P45	1564,12
B32	60	2	P46	1429,23
B33	60	1	P47	1123,41
B34	60	2	P49	1725,78
B35	60	2	P50	2233,43
B36	60	2	P51	1896,71
B37	60	2	P52	2163,41
B38	60	1	P48	1049,27
			P53	1934,81
B39	60	1	P54	1100,75
QTD TOTAL DE ESTAC.		103		

APÊNDICE B – PROJETO DE FUNDAÇÕES – ENSAIO DE PCE



BLOCO	ESTACA		PILARES	
	D (cm)	QTD	NOME	CARGA (Kn)
B1	60	1	P1	1299,49
B2	60	2	P2	2061,47
B3	60	1	P3	1782,42
B4	60	2	P4	2007,92
B5	60	2	P10	1252,12
B6	60	1	P11	1167,68
B7	60	2	P13	1541,47
B8	60	2	P20	2529,98
B9	60	6	P18	3836,68
			P21	2729,74
			P22	2200,48
B10	60	2	P19	3218,85
B11	60	5	P31	1955,41
			P32	3301,23
			P33	2342,58
B12	60	2	P38	2441,43
B13	60	2	P29	2207,68
B14	60	2	P30	3194,14
B15	60	1	P47	1123,41
B16	60	1	P44	1218,14
B17	60	1	P46	1429,23
B18	60	1	P45	1564,12
B19	60	2	P53	1934,81
QTD TOTAL DE ESTAC.		38		

DETALHAMENTO DOS BLOCOS



DETALHAMENTO - ARMADURA DA ESTACA Ø60

