

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS - UFAL
CAMPUS DO SERTÃO
ENGENHARIA CIVIL

PATRICIA FIGUEREIDO DE SOUSA

**PROPOSTA DE UMA FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA A PREVISÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE EM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS
CILÍNDRICAS DE CONCRETO**

DELMIRO GOUVEIA

2017

Patricia Figuerido de Sousa

Proposta de uma ferramenta computacional para a previsão da capacidade de carga e recalque em estacas pré-moldadas cilíndricas de concreto

Monografia apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas - UFAL, Campus do Sertão.

Orientador: Professora Doutora Rafaela Faciola Coelho de Souza

Delmiro Gouveia

2017

S725p Sousa, Patricia Figueiredo de

Proposta de uma ferramenta computacional para a previsão da capacidade de carga e recalque em estacas pré-moldadas cilíndricas de concreto / Patricia Figueiredo de Sousa. - 2017.

78f.:il.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.

Orientação: Prof^ª. Dr^ª. Rafela Faciola Coelho de Souza.

1. Dimensionamento. 2. Fundações Profundas.

CDU 624

Patricia Figueredo de Sousa

Proposta de uma ferramenta computacional para a previsão da capacidade de carga e recalque em estacas pré-moldadas cilíndricas de concreto

Monografia apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas - UFAL, Campus do Sertão.

Orientador: Professora Doutora Rafaela Faciola Coelho de Souza

Data de Aprovação: 08 de junho de 2017.

Banca Examinadora

Rafaela Faciola C. de Souza

Prof. Dsc. Rafaela Faciola Coelho de Souza
Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Campus do Sertão
Orientador

Karlisson André Nunes da Silva

Prof. Me. Karlisson André Nunes da Silva
Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Campus do Sertão
Examinador

Vinicius Costa Correia

Prof. Me. Vinicius Costa Correia
Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Campus do Sertão
Examinador

Patricia Figueredo de Sousa

Proposta de uma ferramenta computacional para a previsão da capacidade de carga e recalque em estacas pré-moldadas cilíndricas de concreto

Monografia apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas - UFAL, Campus do Sertão.

Orientador: Professora Doutora Rafaela Faciola Coelho de Souza

Data de Aprovação: 08 de junho de 2017.

Banca Examinadora

Prof. Dsc. Rafaela Faciola Coelho de Souza
Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Campus do Sertão
Orientador

Prof. Me. Karlisson André Nunes da Silva
Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Campus do Sertão
Examinador

Prof. Me. Vinicius Costa Correia
Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Campus do Sertão
Examinador

Aos meus pais, Francisca Borges de Figuereido
e Cirilo Ferreira de Sousa.

AGRADECIMENTO

A Deus, Pai de infinita bondade, que mesmo nos momentos de pouca fé, me segurou pelo braço e cuidou de mim.

Aos meus professores, em destaque, a minha orientadora Rafaela Faciola Coelho de Souza, pelos ensinamentos e pela grande contribuição a minha formação acadêmica.

Aos meus familiares, em especial a minha irmã Satila Evely e a minha mãe Francisca Borges pelos conselhos, sorrisos, lágrimas e orações durante a minha vida.

Aos meus irmãos Regis e Regiane pelos cuidados durante meus primeiros anos escolares, sem vocês nada disso seria possível.

Ao meu pai Cirilo Ferreira que despertou em mim, o interesse pela leitura e pelo universo dos números.

Ao meu namorado Rômulo Montalvão Silva pelo apoio, carinho, amor e ajuda durante esse término de curso. Só tenho uma coisa a dizer: você foi o melhor presente dessa graduação.

Aos meus amigos Leonardo André, Valquiria Abreu, Larissa Costa e Gleidson Martins pela companhia constante durante essa jornada, vocês terão eternamente um lugar lindo na minha história. Aos meus amigos de “uma vida toda”, Ivisson Lucas e Gleyssyaney de Sousa, vocês são os sinônimos de amizade verdadeira.

Aos meus colegas e futuros engenheiros, Taís Luz e Franklin Gama por caminharem comigo durante grande parte do meu sonho, por compartilharem horas de estudo, notas e conhecimento. Torço e acredito no quão grandes vocês serão.

A todos os citados, muito obrigada.

Tudo tem o seu tempo determinado, e há tempo
para todo o propósito debaixo do céu.

Eclesiastes 3:1.

RESUMO

De maneira geral, as construções estão sujeitas a ações de cargas permanentes, acidentais e excepcionais (verticais, horizontais e efeitos térmicos) que são responsáveis por produzir esforços internos que induzem reações nos apoios. Esses esforços devem ser transmitidos ao solo por meio de elementos de fundação, sejam estes superficiais ou profundos. Para o caso em que o solo não apresenta condições de resistência nas camadas superficiais faz-se necessário que as fundações alcancem camadas mais profundas e resistentes, podendo ser utilizadas fundações profundas do tipo tubulão ou estacas. No dimensionamento de fundações profundas é necessário saber a capacidade resistente do elemento e qual o nível de solicitação que os solos resistem sem ruptura ou deformação excessiva. A determinação correta da capacidade de carga de uma fundação e o recalque são a base para o desenvolvimento de um projeto seguro e economicamente viável. Atualmente, existem vários programas computacionais que fazem esses cálculos. Contudo, em sua maioria, são programas pagos que não traçam a curva *carga x deslocamento*, ou que utilizam métodos estrangeiros. O desenvolvimento dessa pesquisa foi justificado pela possibilidade que os pesquisadores da área terão para avaliar o comportamento do elemento de fundação, do tipo profunda por estaca, utilizando uma rotina computacional de fácil manuseio desenvolvida na linguagem MATLAB. Essa ferramenta afere os valores de capacidade de carga e recalque como base no método Aoki-Velloso (1975) e metodologia adaptada de Aoki (1979), respectivamente, empregando o perfil do solo obtido pelo ensaio de sondagem de simples reconhecimento e as características geométricas da estaca (diâmetro, comprimento e material). O programa é específico para estacas pré-moldadas cilíndricas de concreto em que é possível traçar a curva *carga x deslocamento* e comparar o valor de capacidade de carga (método Aoki-Velloso (1975)) com os valores de ensaios de prova de carga.

Palavras-chave: Fundações profundas. Dimensionamento. MATLAB. Aoki-Velloso. Metodologia adaptada de Aoki. Prova de carga.

ABSTRACT

In general, the buildings are subject to actions of permanent, accidental and exceptional loads (vertical, horizontal and thermal effects) that are responsible for producing internal efforts that induce reactions in the supports. These efforts must be transmitted to the soil through of foundation elements, that it could be superficial or deep. For the case in which soil does not present conditions of resistance in the superficial layers, it is necessary that the foundations reach deeper and more resistant layers, being able to be used deep foundations of the type pillars or piles. In the designing of deep foundations, it is necessary to know the resistant capacity of the element and the level of application that the soils resist without rupture or excessive strain. The correct determination of the load capacity of a foundation and the pressure are the basis for the development of a safe and economically viable project. There are currently several computer programs that do these calculations. However, most of them programs are paid and their do not plot the *load x displacement* curve, or that use foreign methods. The development of this research was justified for the possibility that the researchers of the area will have to evaluate the behaviour of the foundation element of the deep type through of pile, by using a computational routine of easy manipulation developed in the MATLAB language. Aoki-Velloso (1975) and Aoki (1979) method, respectively, using the soil profile obtained by simple recognition test and the pile geometric characteristics (diameter, length and material). The program is specific to cylindrical concrete precast piles in which it is possible to plot the *load x displacement* curve and compare the load-carrying capacity (Aoki-Velloso method (1975)) with load test values.

Key words: Deep foundations. Dimensioning. MATLAB. Aoki-Velloso. Methodology adapted from Aoki. Load test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Tipos de fundações superficiais.....	18
Figura 2. Tipos de fundações profundas.....	20
Figura 3. Estaca de concreto pré-moldado.....	22
Figura 4. Estaca sendo cravada no terreno.....	23
Figura 5. Equipamento de sondagem.....	25
Figura 6. Ruptura das diversas soluções teóricas.....	30
Figura 7. Carga de ruptura convencional.....	39
Figura 8. Sistema de reação por cargueira.....	41
Figura 9. Sistema de reação por tirantes.....	42
Figura 10. Sistema de a própria estrutura verificada.....	42
Figura 11. Curvas <i>carga x deslocamento</i> diferentes velocidades de carregamento.....	44
Figura 12. Curva resistência mobilizada por deslocamento para ensaio de energia constante.....	46
Figura 13. Curva resistência mobilizada por deslocamento para ensaio de energia crescente.....	47
Figura 14. Organograma dos procedimentos metodológicos utilizados no trabalho.....	55
Figura 15. Ferramenta GUIDE.....	61
Figura 16. Interface Gráfica construída.....	62
Figura 17. Perfil representativo com valores de N_{SPT}	64
Figura 18. Dados de entrada do programa.....	66
Figura 19. Janela dos tipos de solo.....	67
Figura 20. Informações do tipo de solo que compõem o perfil.....	67
Figura 21. Preenchimento da coluna índice de resistência a penetração.....	68
Figura 22. Capacidade de carga, recalque e curva <i>carga x deslocamento</i>	68
Figura 23. Cálculo do erro relativo.....	69
Figura 24. Tela do programa como os dados do perfil em análise.....	69

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1. Estados de compactidade e de consistência.....	26
Tabela 2. Fatores de correção.....	33
Tabela 3. Coeficiente K e razão de atrito α	34
Tabela 4. Coeficiente característico do solo C.....	35
Tabela 5. Valores de α	35
Tabela 6. Valores de β	36
Tabela 7. Valores de α (kPa).....	37
Tabela 8. Valores de β (kPa).....	37
Tabela 9. Dados utilizados para cálculo.....	65
Tabela 10. Índice de resistência a penetração por camada do perfil em análise.....	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

NBR	Norma Brasileira
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
SPT	Standard Penetration Test
CPT	Cone Penetration Test
PMT	Ensaio pressiométrico
DMT	Ensaio dilatométrico
ELU	Estado Limite Último
ELUt	Estado Limite de Utilização
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
QML	Quick Maintained Load Test
SML	Slow Maintained Load Test
PDA	Pile Driving Analyser
CASE	Case Institute of Technology
CAPWAPC	Case Pile Wave Analysis Program Continuous Model

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	16
2.1 OBJETIVO GERAL.....	16
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	17
3.1 FUNDAÇÕES.....	17
3.1.1 Fundações diretas.....	18
3.1.2 Fundações profundas.....	20
3.2 SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO.....	24
3.3 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS NA RUPTURA.....	27
3.3.1 Métodos teóricos ou racionais.....	28
3.3.2 Métodos semi-empíricos.....	30
3.3.2.1 Método Aoki e Velloso (1975).....	32
3.3.2.2 Método Décourt e Quaresma (1978).....	34
3.3.2.3 Método Teixeira (1996).....	36
3.3.3 Métodos práticos – Ensaios de provas de cargas.....	37
3.3.3.1 Prova de carga estática.....	40
3.3.3.1.1 Prova de carga lenta.....	43
3.3.3.1.2 Prova de carga rápida.....	43
3.3.3.2 Prova de carga dinâmica.....	44
3.3.3.2.1 Ensaio de carregamento dinâmico de energia constante.....	45
3.3.3.2.2 Ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente.....	46
3.4 CARGA ADMISSÍVEL.....	47
3.5 RECALQUE EM FUNDAÇÕES.....	49
3.6 RECALQUES EM ESTACAS.....	51
3.6.1 Recalque devido ao encurtamento elástico.....	51
3.6.2 Recalque do solo.....	51
3.7 FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS APLICADAS À ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES.....	52
4 METODOLOGIA.....	54

4.1 ETAPAS DO TRABALHO.....	54
4.2 FERRAMENTAS EMPREGADAS.....	55
4.2.1 MATLAB.....	55
4.2.2 GUI.....	56
4.2.3 Controle de Fluxo.....	56
4.3 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS.....	57
4.4 IMPLEMENTAÇÃO.....	57
4.4.1 Entrada de dados.....	58
4.4.2 Modularização da rotina.....	58
4.4.3 Interface Gráfica.....	60
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	64
5.1 USO DA INTERFACE DESENVOLVIDA PARA OBTENÇÃO DOS VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA, RECALQUE E CURVA CARGA X <i>DESLOCAMENTO</i>	65
5.2 COMPARANDO OS VALORES OBTIDOS COM OS RESULTADOS DO CÁLCULO MANUAL.....	70
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	72
REFERÊNCIAS.....	74

1 INTRODUÇÃO

No dimensionamento correto de fundações, dois parâmetros têm destaque, a capacidade de carga do elemento e o valor do recalque sofrido. Estes são alterados pela natureza do solo e do tipo de elemento empregado.

Recentemente, devido a verticalização das cidades, cada vez mais é necessário que esses valores previstos na etapa de projeto se aproximem do observado em campo. Ou seja, que os parâmetros empregados para cálculo proporcionem segurança e confiabilidade.

Em obras de grande porte, a solução mais adotada são as fundações profundas do tipo estaca. Sendo estas responsáveis por transmitir as camadas mais profundas e resistentes do solo as cargas provenientes da estrutura. De forma que, não haja rompimento do solo ou do material que compõe a estaca. E, ainda que, os recalques sofridos pelo conjunto não comprometam a estabilidade e funcionalidade da construção (ALVES, 2014).

Diante disso, diversos autores têm pesquisado a interação do elemento de fundação por estacas com o solo circundante, desenvolvendo metodologias para a estimativa da carga de ruptura e do recalque da fundação. Esses métodos visam proporcionar maior segurança, maior economia no consumo de materiais, diminuir os valores dos coeficientes de segurança, e dominar o conhecimento do comportamento do maciço terroso na absorção de tensões provenientes de cargas na sua superfície.

No Brasil, e em muitos países, o dimensionamento de fundações profundas é baseado nos resultados de sondagens de simples reconhecimento (LANGONE, 2012). Esse é um dos ensaios que gera parâmetros que são empregados em equações oriundas da observação do comportamento de diversos elementos em perfil de solos distintos, métodos semi-empíricos. Cabe ressaltar que, os valores obtidos por esses métodos devem ser analisados por meio de ensaios de campo e pela experiência local.

Nacionalmente, os métodos semi-empíricos mais difundidos são os propostos por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) (FERREIRA; DELALIBERA; SILVA, 2014).

Como citado inicialmente, a determinação correta da capacidade de carga de uma fundação é a base para o desenvolvimento de um projeto seguro e economicamente viável. Atualmente, existem vários programas que fazem esses cálculos, contudo em sua maioria são programas pagos e que não aferem o valor do recalque provável do conjunto estaca-solo e ainda, que não utilizam métodos desenvolvidos nacionalmente. Nesse sentido, este trabalho visa desenvolver um programa para aferição dos valores de carga de ruptura e recalque em estacas

pré-moldadas cilíndricas de concreto em que são inicialmente conhecidos as características geométricas da estaca e o perfil de solo que o elemento de fundação está inserido, utilizando para isso a plataforma MATLAB.

O desenvolvimento dessa pesquisa foi assim justificado pela possibilidade que um engenheiro, estudante ou pesquisador da área terá para analisar o comportamento do elemento de fundação, empregando para tanto, uma rotina computacional gratuita e de fácil manuseio que permite a comparação dos valores obtidos pelo programa como os valores aferidos em ensaios de prova de carga. Dessa forma, é possível contribuir para a difusão de conhecimento geotécnico, através da ferramenta de cálculo desenvolvida.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho consiste em desenvolver uma ferramenta computacional que avalie a capacidade de carga, a carga admissível e o recalque de fundações profundas do tipo estaca através dos resultados obtidos no ensaio de sondagem de simples reconhecimento.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar o objetivo geral do presente trabalho, será necessário apreciar os seguintes objetivos específicos:

- a) Levantamento bibliográfico sobre os temas relacionados a: fundações profundas, sondagem de simples reconhecimento, previsão de capacidade de carga, carga admissível e recalque em estacas;
- b) Desenvolvimento de um código computacional para o cálculo da capacidade de carga, carga admissível e recalque em estacas de seção transversal circular com base nos valores de índices de resistência à penetração conhecidos;
- c) Validar o programa desenvolvido por meio da comparação com os valores obtidos pelo cálculo manual;
- d) Possibilidade de testar o método de cálculo da capacidade de carga empregado com os valores de ensaios de prova de carga.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 FUNDAÇÕES

A estrutura de uma edificação, na maioria dos casos, é formada por uma superestrutura (lajes, vigas, pilares, treliças, paredes, entre outros) responsável por receber e transferir os carregamentos à infraestrutura (fundação), que por sua vez dissipa as cargas no solo (MAGALHÃES, 2005; BRANCO, 2006).

Desse modo, o emprego de um elemento de fundação está relacionado a uma de suas principais funções, a transferência de cargas ao solo devido a construção de uma estrutura (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008; CAPUTO, 2008).

Este tipo de elemento estrutural pode ser dividido em dois grandes grupos: fundações superficiais e fundações profundas. As primeiras, também conhecidas por fundações rasas, são usadas em situações onde as camadas de solo imediatamente abaixo da estrutura são responsáveis por suportar as solicitações oriundas da superestrutura. Ao passo que, as segundas são empregadas quando para suportar o carregamento solicitante deve-se recorrer a camadas mais profundas e mais resistentes do subsolo (CAPUTO, 2008).

As fundações, como as outras partes de qualquer obra de construção civil, devem ser projetadas e executadas de modo a garantir, sob a ação das cargas de serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade (ALONSO, 1991). Essas condições só são corretamente atendidas quando para a realização do seu projeto, são analisados os valores de resistência, deformação e deslocabilidade desse elemento.

Assim, o dimensionamento desses elementos deve ser feito de modo que a capacidade de carga do solo circundante não seja totalmente atingida (FERREIRA; DELALIBERA; SILVA, 2014).

O custo das fundações é variável, dependendo das cargas e condições do subsolo, em casos normais, seu valor pode variar entre 3 a 6% do custo da obra para a qual serve de elemento de base. Em situações específicas, solo desfavorável e solicitações elevadas, esse valor pode oscilar entre 10 a 15% do custo total da obra (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Nas subseções 3.1.1 e 3.1.2 são apresentados os tipos de fundações empregadas e suas especificidades.

3.1.1 Fundações diretas

De acordo com NBR 6122/2010 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), fundações superficiais (rasas ou diretas) podem ser definidas como os elementos de fundação em que a carga é transmitida ao solo, predominantemente pelas tensões distribuídas sob sua base, com profundidade de assentamento inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento estrutural em relação ao terreno adjacente.

Velloso e Lopes (2010) dividem as fundações superficiais em:

- a) Bloco: elemento de fundação feito de concreto simples, em que as tensões de tração nele atuantes são resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura (figura 1 (a));
- b) Sapata: elemento de fundação superficial de concreto armado, em que as tensões de tração resultantes são suportadas principalmente pelas armaduras de aço em seu interior (figura 1 (b));
- c) Sapata associada: um tipo de sapata que recebe mais de um pilar;
- d) Sapata corrida: um tipo específico de sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento, também conhecida por baldrame e viga de fundação (figura 1 (c));
- e) Grelha: elemento de fundação composto por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares (figura 1 (d));
- f) Radier: elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura (figura 1 (e)).

Figura 1. Tipos de fundações superficiais

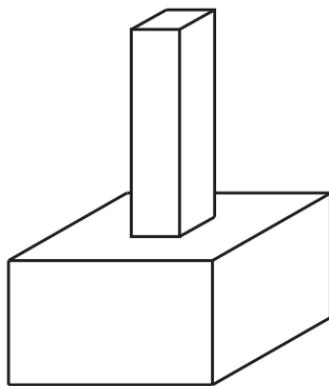


Figura (a): Bloco

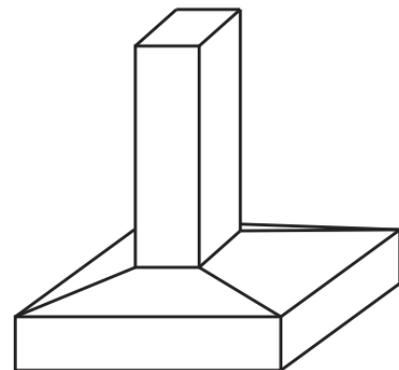


Figura (b): Sapata

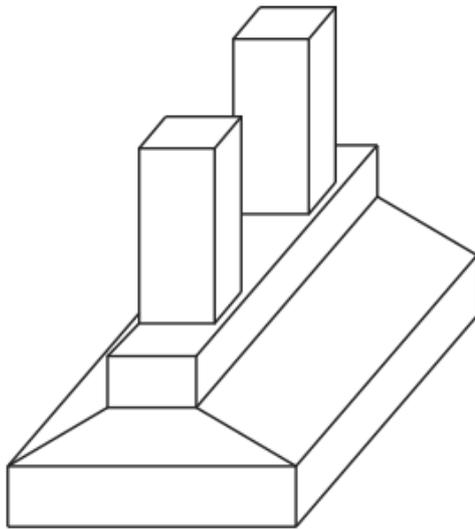


Figura (c): Sapata associada

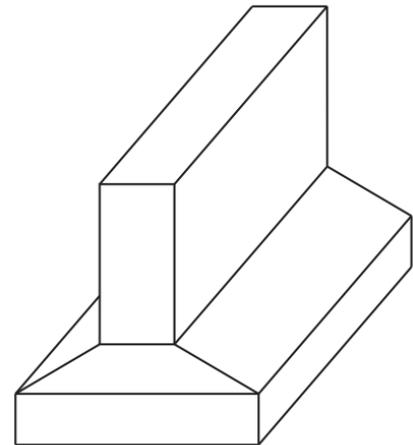


Figura (d): Sapata corrida

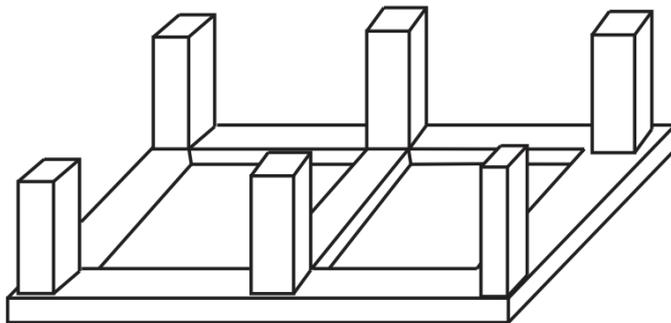


Figura (e): Grelha

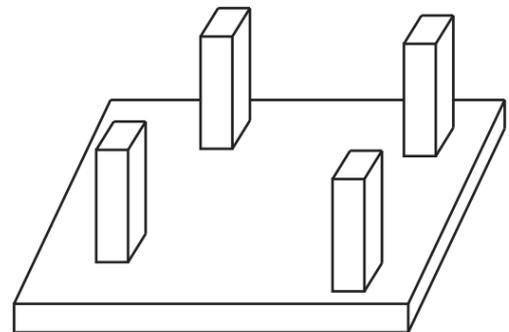


Figura (f): Radier

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

Embora amplamente usadas, salienta-se que, as fundações diretas não devem ser empregadas quando apoiadas diretamente em solos moles ou quando apoiadas em solos mais resistentes acima de solos moles. Uma vez que, solos moles não apresentam resistência suficiente para suportar as tensões oriundas da superestrutura que são transferidas às fundações ocasionando recalques exacerbados e outras patologias (GUIMARÃES, 2003).

Por isso, para efeito prático, o uso da fundação direta só é economicamente viável e adequado quando o número de golpes da sondagem de simples reconhecimento a percussão for maior ou igual a 8 (limite de resistência mínima para o uso de fundação direta) e quando a profundidade máxima não seja superior a 2 metros (custo limite de escavação e reaterro no qual a fundação direta ainda é viável) (REBELLO, 2008).

3.1.2 Fundações profundas

As construções, de um modo geral, estão sujeitas às ações horizontais (vento e desaprumo), ações verticais (permanentes e/ou acidentais), variações de temperatura e, em alguns casos, ações excepcionais decorrentes de abalos sísmicos e choques que fazem surgir reações nos apoios que são transmitidos ao solo por meio do emprego dos elementos de fundação, sejam eles superficiais ou profundos (FERREIRA; DELALIBERA; SILVA, 2014).

Em situações em que o solo não apresenta condições de resistência nas camadas mais superficiais (até uma profundidade de dois metros) é necessário a utilização de um tipo específico de fundações que atinjam camadas mais profundas e mais resistentes, sendo utilizados tubulões e/ou estacas (FERREIRA; DELALIBERA; SILVA, 2014).

A NBR 6122/2010 define fundação profunda como sendo o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação dessas. Em que, sua base esteja assentada em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, respeitando uma profundidade mínima de 3,0 m. Enquadram-se nesta definição (BRAGA, 2009):

- a) Tubulões: são elementos de fundação profunda em que a carga é transmitida pela base (resistência de ponta), sendo construído por escavação manual e/ou mecanizada (figura 2 (a));
- b) Caixões: são elementos de fundação de forma prismática, concretados na superfície e inseridos no terreno por meio de escavação interna (figura 2 (b));
- c) Estacas: são elementos esbeltos de fundação executadas inteiramente por ferramentas ou equipamentos (figura 2 (c)).

Figura 2. Tipos de fundações profundas

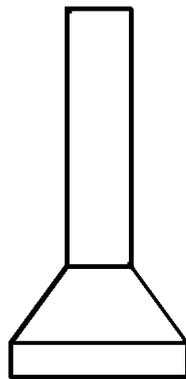


Figura (a): Tubulão

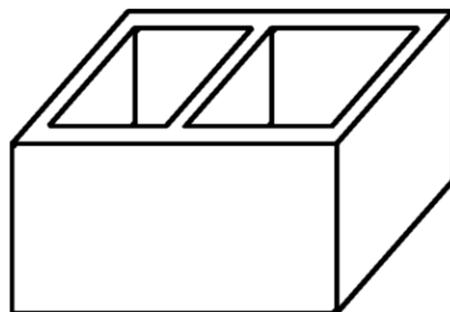


Figura (b): Caixão

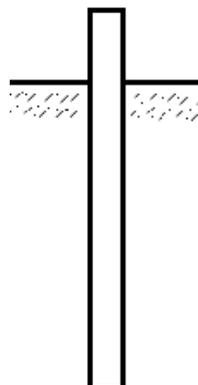


Figura (c): Estaca

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

Nesse trabalho será dado ênfase apenas as fundações profundas do tipo estaca. O emprego desse tipo de elemento de fundação remonta a vários séculos, principalmente em obras maiores (igrejas, torres, castelos e outros) (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

Para Silva (2011), as estacas são elementos de fundação profunda construídos com auxílio de ferramentas e/ou equipamentos, podendo ser executadas a percussão, prensagem, vibração ou escavação, envolvendo um ou a combinação desses métodos citados.

As estacas podem ser classificadas, segundo esse mesmo autor, em: de deslocamento e sem deslocamento. O primeiro tipo corresponde à estaca que são introduzidas no terreno sem a retirada de solo. Já o segundo tipo, compreende as estacas que não promovem o deslocamento lateral do solo durante o processo executivo.

Desse mesmo modo, Milititsky; Consoli e Schnaid (2008) classificam as fundações profundas por estacas em: escavadas (execução com a retirada de solo) e cravadas (execução sem a retirada de solo).

As estacas são peças alongadas, cilíndricas ou prismáticas utilizadas para a transmissão de cargas a camadas profundas do solo, para a compactação de terrenos e para a contenção dos empuxos de terras ou de água. As estacas que se destinam à transmissão de cargas a camadas profundas do solo são chamadas de estaca de sustentação e podem ser divididas quanto ao tipo do material em: estacas de madeira, estacas de concreto e estacas metálicas (CAPUTO, 2008).

Já para Joppert Junior (2007), as estacas são elementos esbeltos, implantados no solo por meio de percussão ou pela prévia perfuração do solo com posterior concretagem, sendo esse elemento de fundação separado em dois grandes grupos: pré-moldadas (concreto, aço e

madeira) e moldadas “in loco” (broca mecânica, Strauss, Franki, hélice contínua, barrete e estacão, raiz e outras).

Como visto anteriormente, as fundações têm a finalidade de receber e transmitir cargas ao solo. Tal função é desempenhada pela estrutura, que é dividida em: subestrutura (parte da estrutura em contato com o solo) e superestrutura (parte fora do solo). Essa transmissão de cargas, em estacas, se dá pelas tensões de contato normais à base e/ou pelas tensões paralelas à superfície do fuste (AOKI; ALONSO, 1993). Nesse trabalho de conclusão de curso é estudado apenas o caso de transferência em um elemento isolado e vertical de concreto pré-moldado, sujeito a ação de um carregamento axial. A figura 3 apresenta um conjunto de estacas pré-moldadas cilíndricas de concreto.

Figura 3. Estaca de concreto pré-moldado



Fonte: Medrano (2014)

Para Silva (2011), este elemento – estaca de concreto pré-moldado – pode ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, concretado em fôrmas horizontais ou verticais, cuja execução, transporte, manuseio e instalação devem atender às normas NBR 6118/2003 e NBR 9062/2001.

Esse tipo de fundação profunda é uma excelente opção em função do severo controle de qualidade a que elas são submetidas durante as etapas de fabricação e instalação no terreno. No mercado normalmente são encontrados elementos com comprimentos e formatos diferentes.

Em geral, os elementos têm comprimentos variáveis de 4 a 12 metros e que dependendo da demanda, as estacas podem ser emendadas gerando o comprimento desejado.

Na figura 4 apresenta-se a cravação no solo de estaca pré-moldada de concreto.

Figura 4. Estaca sendo cravada no terreno



Fonte: Ferreira e Gonçalves (2014)

Segundo Velloso e Lopes (2010), as estacas pré-moldadas de concreto apresentam como principais vantagens em relação as moldadas no terreno:

- A qualidade do concreto obtido, já que este não sofre a interferência de agentes agressivos encontrados no solo durante os períodos de pega e cura do concreto;
- Segurança durante a passagem através de camadas muito moles, onde a concretagem in loco pode apresentar problemas.

Apesar de todo o controle durante a execução e do preço competitivo, esse tipo de estaca pré-moldada apresenta algumas desvantagens, tais como: barulho durante a execução no terreno e baixa produtividade na fase de instalação no solo. Embora, estas desvantagens não inviabilizem sua utilização, tratando-se de uma das soluções mais empregadas no que se refere à fundação profunda.

3.2 SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO

A previsão do comportamento e do controle da execução das fundações na engenharia geotécnica são obtidos por parcelas de empirismo e intuição, somadas as incertezas oriundas da natureza do próprio maciço e das limitações nos estudos preliminares de caracterização do subsolo. Apesar disso, o desempenho do elemento de fundação, independentemente do critério adotado, deve ser satisfatório. Ou seja, a fundação deve oferecer a máxima segurança com o menor custo possível (SILVA, 2011).

Para atender a este critério, é de suma importância, a realização de estudos preliminares sobre o comportamento geológico-geotécnico do maciço e da sua interação com a fundação e a superestrutura (SILVA, 2011). Desse modo, o estudo de caracterização do solo corresponde a uma das etapas primordiais para o atendimento dessa condição.

Esse estudo pode ser realizado através de ensaios de investigação (ou prospecção) geotécnica, divididos em: ensaios de laboratório e ensaios de campo. Onde há um maior destaque para os ensaios de campo, dos quais pode-se citar: o *Standard Penetration Test* (SPT), o ensaio de penetração de cone (CPT), o ensaio de palheta (*Vane Test*), o pressiométrico (PMT), o dilatométrico (DMT), os ensaios de carregamento de placa ou provas de carga e os ensaios geofísicos (BRAGA, 2009).

A causa mais frequente de problemas em fundação é a ausência ou falhas durante a etapa de investigação do subsolo. Posto que, o solo é o meio responsável por dissipar solicitações de cargas imposta sob ou sobre ele. Assim, sua identificação e caracterização são fatores essenciais para a solução de problemas geotécnicos. No Brasil, o programa preliminar é baseado nos valores oriundos de ensaios de SPT (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

O dimensionamento de fundações profundas, na maioria dos casos, é obtido por meio de parâmetros relacionados aos resultados de sondagem de simples reconhecimento. Apesar das críticas, esse ensaio de campo é o mais utilizado, no Brasil e em outros países, devido a seu baixo custo, fácil execução e uma grande experiência pelo uso recorrente (LANGONE, 2012).

O SPT é uma ferramenta de investigação do solo que se constitui em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. Ele possibilita uma indicação da densidade de solos granulares, além de ser empregado em solos coesivos para a determinação da consistência e até mesmo em rochas brandas (SCHNAID, 2000).

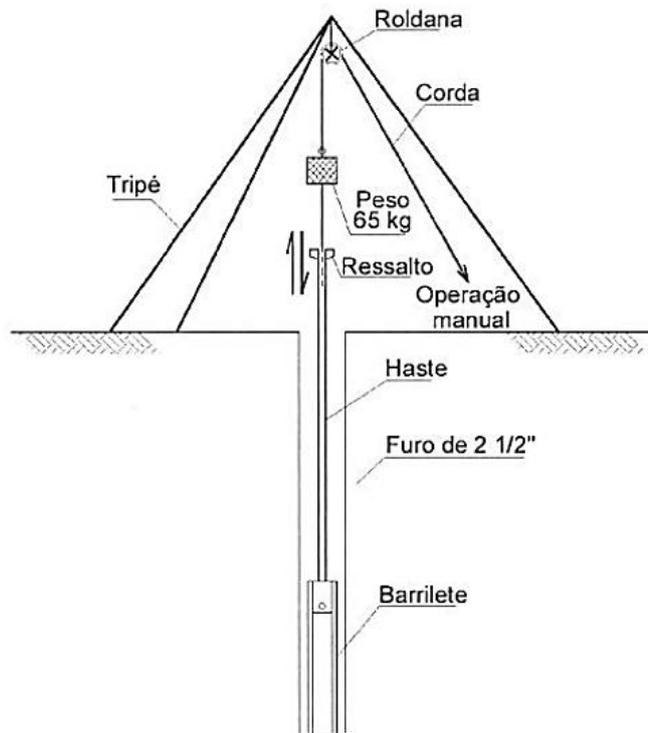
Por meio do número de SPT, uma infinidade de parâmetros pode ser determinada através de correlações empíricas, como: ângulo de atrito, coesão, coeficiente de variação volumétrica, tensões admissíveis, recalques em fundações diretas, entre outros.

De acordo com a NBR 6484/2001, o ensaio SPT pode ser empregado para: a determinação dos tipos de solo ao longo de uma profundidade, a posição do nível de água no terreno e para a obtenção dos índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro.

Com base na referida norma, o ensaio é realizado por meio da cravação do amostrador, com diâmetro nominal interno de 25 ($D_{ext} = 33,4 \text{ mm} \pm 2,5 \text{ mm}$ e $D_{int} = 24,3 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$) e peso teórico de 32 N/m, no fundo de uma escavação, caindo de uma altura de 75 cm. Em que, o valor N_{SPT} é determinado pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado.

A figura 5 mostra, de forma simplificada, os equipamentos empregados para realização do ensaio de sondagem de simples reconhecimento à percussão em um dado perfil de solo por meio de operação manual.

Figura 5. Equipamento de sondagem



Fonte: PINTO (2006)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), os principais equipamentos utilizados para a realização desse ensaio são:

- a) Amostrador: constituído de três partes distintas: cabeça, corpo e sapata. Sendo sua dimensão variante, dependendo do país em que é utilizado;

- b) Hastes: são tubos mecânicos com roscas em suas extremidades ligados por luva ou nípel;
- c) Martelo: feito de aço com massa de 65 kg, sendo o elemento que mais varia nacionalmente e internacionalmente;
- d) Cabeça de bater: elemento de aço maciço de formato cilíndrico que tem a função de promover a transferência de energia do golpe do martelo para a haste;
- e) Sistema de perfuração: usados para abertura do furo de sondagem, podendo utilizar sistemas manuais ou mecanizado.

Esse tipo de ensaio de penetração dinâmica, executado a muitos anos, têm como objetivo principal a determinação da resistência do solo à penetração de um amostrador normalizado e a obtenção de amostras do solo em estudo. Para isso, o ensaio deve ser conduzido de forma que sejam produzidos resultados confiáveis, sendo uma condição primordial, a limpeza do furo para que se evite perturbações quando o amostrador for encostado no solo (JORGE, 2008).

Como base no valor do índice de resistência à penetração é possível classificar a camada do solo em análise, de acordo com os valores contidos na NBR 6484/2001, os referidos valores encontram-se dispostos na tabela 1 que relaciona N_{SPT} com estado de compactidade ou estado de consistência de uma determinada camada de solo.

Tabela 1. Estados de compactidade e de consistência

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

Fonte: NBR 6484 (2001)

Para Noreña (2011), o N_{SPT} é um dos resultados mais importantes obtidos nesse ensaio sendo aplicado para determinar entre outras coisas, o tipo e as dimensões do elemento de fundação e a análise do fenômeno da liquefação de solos. Em que, o valor do N_{SPT} depende, principalmente, das propriedades do solo, da característica do amostrador, da energia entregue ao sistema e dos equipamentos e procedimentos empregados no ensaio.

3.3 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS NA RUPTURA

A capacidade de carga, contra a ruptura, de um elemento de fundação pode ser compreendida como a carga aplicada a esse elemento que provoca colapso ou escoamento do solo ou do próprio elemento de fundação. Desse modo, a capacidade de carga corresponde ao menor valor entre a resistência estrutural do material que compõe a estaca e a resistência do solo que dá suporte a esse elemento (ALONSO, 1991).

Conforme Branco (2006), a verificação da capacidade de carga de um elemento isolado de fundação é obtida de modo a atender aos estados limites. Para o Estado Limite Último (ELU), o valor da capacidade de carga está relacionado ao esgotamento da capacidade resistente do elemento de fundação ou do maciço de solo responsável por receber as solicitações, causando a perda de funcionalidade. Devendo ser verificadas as condições de ruptura, instabilidade e deformação excessiva do maciço. Já para o Estado Limite de Utilização (ELUt), a capacidade de carga está relacionada a deformações excessivas do solo, conduzindo à perda de estabilidade. Desse modo, a determinação da capacidade de carga requer o estabelecimento de um critério que atenda a estes estados limites.

Na maioria dos casos, o solo é a parte mais fraca do conjunto, assim, um mesmo elemento de fundação pode apresentar diferentes valores de capacidade de carga quando há uma variação do perfil do solo e, conseqüentemente, diferentes valores de cargas admissíveis (ALONSO, 1991).

A avaliação de um problema de fundação decorre da adoção de um modelo de solo e da determinação das solicitações ou cargas de projeto, posterior à investigação geotécnica. A análise dessas informações é baseada no conhecimento estabelecido sobre o comportamento da massa de solo quando sujeito a uma carga e/ou da transmissão de esforços nessa mesma situação (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Em vista disso, ao se aplicar um carregamento vertical a uma estaca, esta deverá suportar esse esforço por meio da resistência ao cisalhamento gerada ao longo do seu fuste e pelas tensões normais geradas na sua ponta. Nesse sentido, pode-se definir a capacidade de carga ou a carga última de uma estaca como o somatório das cargas máximas suportadas pelo atrito lateral e pela ponta, podendo ser obtida por métodos teóricos, semi-empíricos e práticos (prova de carga) (MAGALHÃES, 2005).

Assim, a capacidade de carga de um solo pode ser obtida por meio de métodos racionais ou métodos semi-empíricos. Os primeiros, também chamados de teóricos são baseados nas soluções clássicas de capacidade de carga de Terzaghi (1943), através de parâmetros como ângulo de atrito e coesão. Já o segundo, utiliza-se de correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados de ensaios “in situ” (LOBO, 2005).

3.3.1 Métodos teóricos ou racionais

Os métodos teóricos ou racionais são formulações baseadas nas equações de equilíbrio, na teoria da plasticidade válida para a ponta e no deslizamento de um corpo rígido para o fuste, sendo o cálculo dividido na parcela de resistência de ponta e na parcela de resistência lateral (ALVES, 2014).

A existência de diversas fórmulas teóricas de capacidade de carga de elementos de fundação por estaca decorre do grande interesse que esse assunto desperta. Essa diversidade de equações provém da complexidade de implementar um modelo físico e matemático para a ruptura de fundações profundas. Uma vez que, o modelo proposto por Terzaghi (1943) só se aplica com aproximação ao caso específico das sapatas (CINTRA; AOKI, 2010).

As primeiras fórmulas teóricas datam do início do século XX, sendo estudadas por Verendeel e Bénabenq. Terzaghi (1943) propôs uma solução baseada na Teoria da Plasticidade, em que a ruptura do solo abaixo da estaca não pode ocorrer sem que haja o deslocamento do solo para os lados e para cima (VELLOSO; LOPES, 2010).

Para a situação em que o solo ao longo do fuste é mais compressível do que o solo na ponta, os deslocamentos produzem tensões desprezíveis ao longo do comprimento da estaca. Nesse caso, a influência do solo é igual a sobrecarga e a resistência de ponta pode ser obtida pelas equações 1 e 2, para base circular (diâmetro B) e para base quadrada (lado B), respectivamente (VELLOSO; LOPES, 2010).

$$q_p = 1,2cN_c + \gamma LN_q + 0,6\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (1)$$

$$q_p = 1,2cN_c + \gamma LN_q + 0,8\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2)$$

Em que:

c : coesão do solo;

N_c , N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga, que depende do tipo de ruptura e do ângulo de atrito do solo;

L : comprimento da estaca;

γ : peso específico do solo.

Outra solução empregada, é a desenvolvida por Vésic (1972), que relaciona a ruptura do solo com a expansão de uma cavidade em um meio elasto-plástico, admitindo que a resistência de ponta pode ser obtida por meio da equação 3 (LOBO, 2005).

$$q_p = cN_c + \sigma_o N_\sigma \quad (3)$$

Onde:

$$\sigma_o = \frac{1 + 2K_o}{3} \sigma'_v \quad (4)$$

Em que:

c : coesão do solo;

σ_o : tensão atuante na ponta da estaca;

N_c e N_σ : fatores de capacidade de carga, função do ângulo de atrito e da rigidez do solo;

K_o : coeficiente de empuxo em repouso;

σ'_v : tensão vertical efetiva no nível da ponta da estaca.

Para determinação do atrito lateral unitário é utilizado o mesmo valor obtido para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo, sendo dado pela equação 5 (LOBO, 2005).

$$\tau_l = c_a + \sigma_h \tan \delta \quad (5)$$

Em que:

τ_l : atrito lateral unitário;

c_a : aderência entre a estaca e o solo;

σ_h : tensão média horizontal atuante na superfície lateral da estaca;

δ : ângulo de atrito entre o solo e a estaca.

Além das fórmulas descritas, outros trabalhos são de suma importância como as metodologias desenvolvidas por Meyerhof (1951), Skempton, Yassin e Gibson (1953), Berezantzev, Khristoforov e Golubkov (1961), Zeevaert (1972) e Janbu (1976). Normalmente

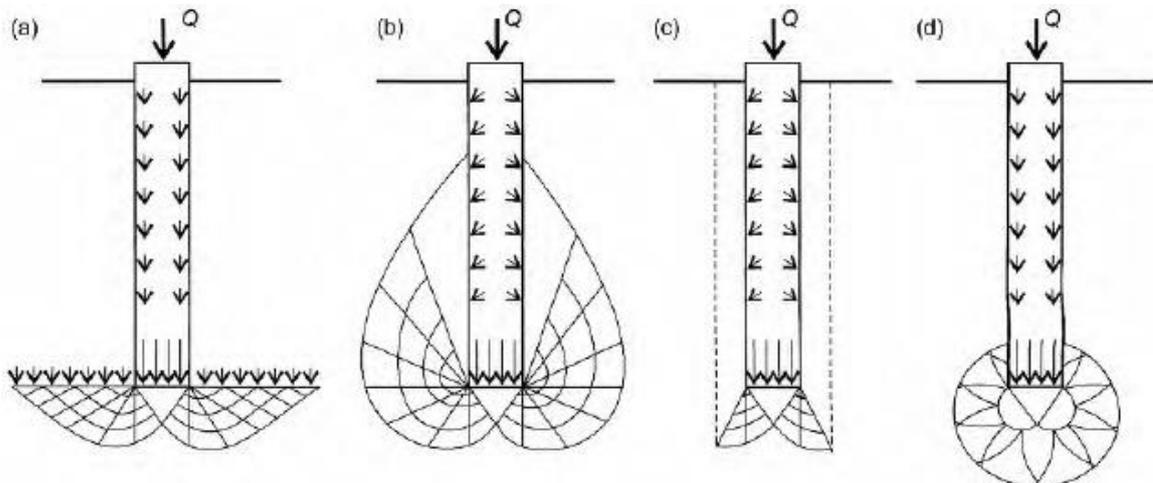
esses métodos possuem o emprego restrito, uma vez que, para Alonso (2010), os métodos teóricos não conduzem a resultados satisfatórios. E isso se deve aos seguintes fatores:

- a) Impossibilidade de conhecer o real histórico de tensões que compõe o perfil atravessado pela estaca;
- b) A dificuldade de mensurar com exatidão a resistência ao cisalhamento do solo que circunda a fundação;
- c) A heterogeneidade do solo onde se cravam as estacas;
- d) A influência do método de execução e das fundações vizinhas;
- e) A existência de fatores que alteram o movimento relativo entre o solo e a estaca;
- f) A diferença de tempo para mobilizar a resistência lateral e a resistência de ponta.

Em geral, a resistência por atrito lateral é totalmente mobilizada antes que a resistência de ponta atinja o valor limite.

Na figura 6 são apresentados alguns mecanismos de ruptura desenvolvidos por soluções clássicas. Em (a), (b), (c), (d) apresentam-se as rupturas descritas por Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Berezabtzhev (1961) e Vesic (1972), respectivamente.

Figura 6. Ruptura das diversas soluções teóricas



Fonte: Vesic (1965) apud Velloso; Lopes (2010)

3.3.2 Métodos semi-empíricos

Devido às limitações e a falta de acurácia dos métodos teóricos, na maioria dos projetos são utilizados modelos baseados em correlações empíricas dos resultados de ensaios “in situ” ajustados aos valores obtidos nas provas de carga (CINTRA; AOKI, 2010).

Como mencionado, a determinação da capacidade de carga dos solos é um dos maiores desafios da engenharia geotécnica. Uma vez que, o solo, maciço heterogêneo, tem seu histórico de tensões modificado durante a fase de investigação e construção no terreno, alterando assim, sua capacidade portante. Mesmo com as investigações realizadas, sondagens de penetração estática ou sondagens de percussão simples, ainda há uma grande dificuldade para analisar e reproduzir numericamente o comportamento de um elemento de fundação (FERREIRA; DELALIBERA; SILVA, 2014).

A previsão da carga última de estacas vem sendo realizada, principalmente, com base em ensaios de penetração contínua e resultados de sondagem à percussão. Por meio de metodologias semi-empíricas são obtidos bons resultados na aferição da carga admissível principalmente em solos não saturados, considerando para isso, as características do elemento (o tipo e a geometria da estaca), método executivo empregado e os parâmetros de resistência do solo (número de SPT) (MARCHEZINI, 2013).

A grande maioria dos métodos semi-empíricos de determinação da capacidade de carga em estaqueamentos são baseados na premissa de que as estacas dissipam a carga proveniente da estrutura por meio das parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (equação 6) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

Em que, a resistência de ponta seria o produto da área da base pela pressão que causaria ruptura por cisalhamento no solo de suporte imediatamente abaixo e adjacente à ponta da estaca. E a resistência por atrito lateral seria o produto da área do perímetro do fuste pelo valor médio da resistência última ao cisalhamento por unidade de área, geralmente designada de atrito lateral ou *skin friction*, entre o conjunto estaca-solo (CRAIG, 2012).

Nessa perspectiva, a grande maioria dos métodos empregam para cálculo as fórmulas básicas abaixo, onde é possível notar que essas equações baseiam-se nas resistências unitárias empíricas e nas características geométricas das estacas (equações 7 e 8) (AOKI; ALONSO, 1993; JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$R_t = R_l + R_p \quad (6)$$

$$R_l = r_l U_l L \quad (7)$$

$$R_p = r_p A_p \quad (8)$$

Em que:

R_t : Resistência total;

R_l : Resistência lateral;

R_p : Resistência de ponta;

r_l : Resistência unitária lateral ou aderência lateral ou atrito lateral, a ser calculada empiricamente;

U_l : Perímetro lateral da estaca;

L : Profundidade da estaca;

r_p : Resistência unitária de ponta ou tensão de ponta, a ser calculada empiricamente;

A_p : Área da ponta da estaca.

De acordo com Caputo (2008) por meio da análise da equação 6, podem ser obtidas as seguintes informações:

- a) Se $R_p \gg R_l$, diz-se que a estaca trabalha de ponta e caso ocorra o contrário, diz-se que a estaca trabalha por atrito, chamada de estaca flutuante.
- b) Se, no entanto, por algum motivo o solo se deslocar mais que a estaca, surge um atrito negativo que sobrecarrega à estaca. Para esse caso particular, a equação 9 representa essa condição.

$$R_t = R_p - R_l \quad (9)$$

Existem uma infinidade de métodos para a determinação da capacidade de carga baseado nos valores dos ensaios *in situ* (SPT e CPT) dos quais pode-se citar: Schmertmann (1978), Jamiolkowski e Lancellotta (1978), Ruiters e Beringen (1979) ou método europeu, Price e Wardle (1982), Bustamante e Gianceselli (1982) ou método francês, Velloso (1981), Meyerhof (1983), Philipponnat (1986), Cabral (1987), Lopes e Laprovitera (1988), Tejchman e Gwizdala (1988), Antunes e Cabral (1996), Alonso (1996), Kárez e Rocha (2000), Vorcaro e Velloso (2000), Gotlieb et al (2000) e Monteiro (2000).

A seguir serão apresentados os três métodos semi-empíricos mais utilizados no cálculo de fundações no Brasil. São eles: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

3.3.2.1 Método Aoki e Velloso (1975)

Esse método foi originalmente desenvolvido com base em correlações entre os resultados dos ensaios de penetração estática (CPT) e dinâmica (SPT) (MARCHEZINI, 2013; SCHNAID, 2000). A teoria para a estimativa da capacidade de carga de estacas é fundamentada no ensaio estático, contudo, o uso do coeficiente K permite a conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT} (SCHNAID, 2000).

O método proposto pelos engenheiros Nelson Aoki e Dirceu Velloso, estima as resistências laterais e de ponta, com base nos resultados do ensaio CPT (*deep sounding*). Considerando que a resistência unitária lateral é definida pela equação 10 e a resistência unitária de ponta pela equação 11 (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$r_l = \frac{q_c \alpha}{F2} \quad (10)$$

$$r_p = \frac{q_c}{F1} \quad (11)$$

Em que:

q_c : Resultado médio da resistência de ponta do cone no ensaio de CPT da camada de solo em análise;

α : Fator de correlação da resistência de ponta e resistência lateral do cone no ensaio de CPT, varia com o tipo de solo;

$F1$ e $F2$: Coeficientes que dependem do tipo de estaca (tabela 2).

Tabela 2. Fatores de correção

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,50	$2F1$
Metálica	1,75	$2F1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2F1$
Escavada	3,00	$2F1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	$2F1$

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Logo, a resistência lateral, de ponta e total podem ser encontradas a partir das equações abaixo:

$$R_l = \sum i. (r_{Li} U \Delta L_i) \quad (12)$$

$$R_p = r_p A_p \quad (13)$$

$$R_t = R_l + R_p \quad (14)$$

Para o método utilizando o N_{SPT} , deve-se considerar:

$$q_c = K N_{SPT} \quad (15)$$

Assim, a resistência total pode ser escrita conforme a equação 16, em que os valores de coeficiente K e razão de atrito α são determinados por meio da tabela 3.

$$R = \frac{U}{F2} \sum_1^i \alpha_i K_i N_{Li} \Delta L_i + \frac{KN_p A_p}{F1} \quad (16)$$

Tabela 3. Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (KPa)	α (%)
Areia	1000	1,40
Areia siltosa	800	2,00
Areia siltoargilosa	700	2,40
Areia siltoarenosa	600	3,00
Areia argilosa	500	2,80
Silte	400	3,00
Silte arenoso	550	2,20
Silte arenoargiloso	450	2,80
Silte argiloso	230	3,40
Silte argiloarenoso	250	3,00
Argila	200	6,00
Argila arenosa	350	2,40
Argila arenossiltosa	300	2,80
Argila siltosa	220	4,00
Argila siltoarenosa	330	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

3.3.2.2 Método Décourt e Quaresma (1978)

O método de Décourt e Quaresma (1978) foi apresentado pela primeira vez no 6º Congresso Brasileiro de Geotecnia (RUBIN, 2016). Esse método permite avaliar a capacidade de carga de estacas através dos resultados de ensaios SPT. Inicialmente, a metodologia empregada por eles foi desenvolvida para estacas pré-moldadas de concreto, mas posteriormente esse método foi estendido para os mais diversos tipos de estaca (estacas escavadas, hélice contínua e injetadas).

A fórmula final da capacidade de carga foi modificada por Décourt em 1996 acrescentando apenas os fatores α e β a formulação anterior, podendo ser escrita pela equação

17 (CINTRA; AOKI, 2010). O primeiro termo da equação corresponde a parcela da resistência de ponta e o segundo a parcela da resistência lateral.

$$R = \alpha C N_p A_p + 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \beta U L \quad (17)$$

Em que:

α, β : Fator que depende do tipo de estaca e do tipo de solo, tabelas 5 e 6.

N_p : Valor médio do índice de resistência à penetração na base da estaca, correspondente a média entre: o valor da base e os valores imediatamente superior e posterior a ele.

C : Coeficiente característico do solo, tabela 4;

A_p : Área da base;

N_L : Valor médio do índice da resistência lateral ao longo do fuste variando entre 3 e 50, para estacas Strauss e tubulões a céu aberto o limite superior é de 15;

U : Perímetro da estaca;

L : Comprimento da estaca.

O valor de C foi obtido por meio de comparação entre 41 provas de cargas em estacas pré-moldadas de concreto no trabalho dos referidos autores.

Tabela 4. Coeficiente característico do solo (C)

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Tabela 5. Valores de α

Tipo de solo	Tipo de estaca		
	Escavada em geral/Raiz	Hélice contínua	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,30	1,00
Solos intermediários	0,60	0,30	1,00
Areias	0,50	0,30	1,00

Fonte: Décourt (1996)

Em estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki, os valores de α e β são iguais a 1.

Tabela 6. Valores de β

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

Fonte: Décourt (1996)

3.3.2.3 Método Teixeira (1996)

Para Teixeira (1996), a capacidade de carga à compressão de uma estaca depende do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), da geometria da estaca e de dois outros fatores, α e β . Assim, a capacidade de carga do conjunto estaca-solo seria igual ao exposto na equação 18 (CINTRA; AOKI, 2010). O primeiro termo desta equação corresponde a parcela de resistência da ponta e o segundo a parcela de resistência relativa ao atrito do fuste.

$$R = \alpha N_p A_p + \beta N_L U L \quad (18)$$

Em que:

α : parâmetro que varia com o tipo de estaca e o tipo do solo;

N_p : valor médio do índice de resistência a penetração, no intervalo de um 1 diâmetro abaixo e 4 acima;

A_p : área da seção transversal da ponta;

β : parâmetro que depende do tipo da estaca;

N_L : valor médio do índice de resistência a penetração ao longo do fuste;

U : perímetro;

L : comprimento da estaca.

Os valores de α e β encontram-se dispostos nas tabelas 7 e 8, respectivamente.

Tabela 7. Valores de α (kPa)

Solo	Tipo de estaca			
	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 8. Valores de β (kPa)

Tipo de estaca	β
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996)

3.3.3 Métodos práticos – Ensaio de provas de cargas

Quando ocorrem incertezas sobre a verdadeira condição das fundações profundas, no que diz respeito a seu valor de capacidade de transferência de carga ao solo, devem ser realizados ensaios de prova de carga (estáticos ou dinâmicos) para a determinação da real condição de execução dessas estruturas (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008). A prova de carga é o método que representa de forma verdadeira o comportamento de uma fundação profunda (estaca) (MAGALHÃES, 2005).

As provas de carga são testes usados para verificar o desempenho de um elemento de fundação isolado ou em conjunto unidos por blocos de coroamento. Os resultados desses ensaios permitem obter uma previsão de carga para os elementos semelhantes de fundações reduzindo os coeficientes de segurança (LANGONE, 2012).

Conforme Silva (2011), os ensaios de prova de carga objetivam verificar o comportamento do elemento de fundação, para valores crescentes de carregamento até que seja atingida a ruptura de um dos elementos do conjunto estaca-solo, ou em situações específicas, até que a carga limite anteriormente estabelecida seja atingida.

Para esse mesmo autor, esses tipos de ensaios podem ser separados em ensaios de carregamentos estáticos e ensaios de carregamentos dinâmicos. Sendo, normalmente utilizados para a determinação do comportamento de um elemento de fundação isolado, em relação a sua capacidade de carga e deformabilidade. Destacando a necessidade de metodologias complementares para a avaliação de um estaqueamento.

De acordo com a NBR 6122/2010, a carga admissível deve ser determinada a partir da carga de ruptura, e pode ser determinada por meio de ensaios de prova de carga, considerando o atrito lateral sempre positivo. A capacidade de carga de uma estaca deve ser considerada definida quando houver ruptura nítida (deformações continuadas sem novos acréscimos de carga).

Esta mesma norma ressalta que em alguns casos pode não ocorrer ruptura nítida, sendo a carga de ruptura convencionada ao valor de carga correspondente ao recalque (Δ_r) obtido pela equação 19, analisando, para isso, a curva *carga x deslocamento* (figura 7). Ou seja, a carga de ruptura (P_r) corresponde ao valor da carga relativa ao ponto de interseção entre a reta determinada pela equação 19 com a curva obtida por meio do ensaio de prova de carga.

$$\Delta_r = \frac{PL}{AE} + \frac{D}{30} \quad (19)$$

Em que:

P : carga de ruptura convencional

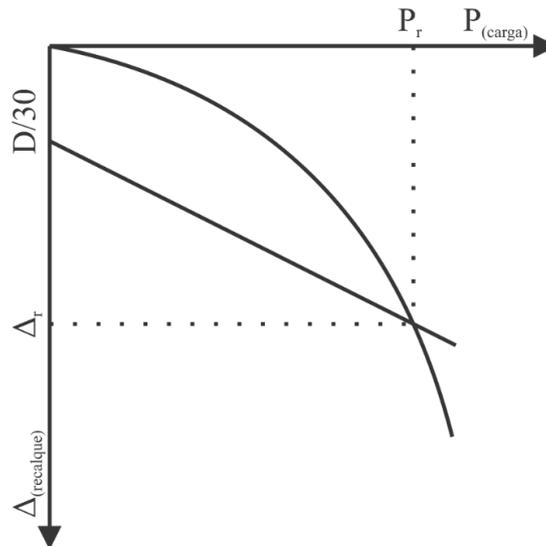
L : comprimento do fuste da estaca

A : área da seção transversal da estaca

E : módulo de elasticidade do material que compõe a estaca

D : diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

Figura 7. Carga de ruptura convencional



Fonte: NBR 6122 (2010)

Segundo Alves (2014), além do método apresentado na NBR 6122/2010 para extrapolar a curva *carga x deslocamento* podem ser empregados na Engenharia Geotécnica: o método de Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972) e Décourt (1996). Sendo a ausência de ruptura nítida observada quando:

- a) A estaca carregada apresenta recalques elevados sem que haja configuração da ruptura nítida;
- b) A carga que se pretende aplicar seja inferior a capacidade de carga da estaca, devido a limitação no sistema de reação.

Aoki e Cintra (2000) destacam que a realização das provas de cargas não altera o valor do fator de segurança da obra, e nem aumenta a segurança da fundação, pois tal ensaio apenas constatam ou verificam os valores da capacidade de carga *in situ*. A quantidade de estacas ensaiadas influencia apenas na acuraria do valor médio e do desvio padrão da capacidade de carga.

Em estacas pré-moldadas de concreto, de acordo com a versão anterior da NBR 6122, as provas de carga estáticas devem ser executadas em número de 1% do conjunto de estacas de mesmas características na obra, respeitando-se o mínimo de uma prova de carga. Já os ensaios de carregamento dinâmico devem ser executados em número de 3% do conjunto de estacas de mesmas características na obra, respeitando-se o mínimo de três estacas instrumentadas. Recomenda-se ainda que todas as estacas da obra sejam controladas através da medida do repique, que por si só não constitui uma instrumentação.

Na versão atual da NBR 6122, para estacas pré-moldadas de concreto, se a tensão admissível não for superior a 7,0 MPa e o número de estacas total da obra for inferior a 100, não é obrigatório a realização de ensaios de prova de carga. Para o caso em que seja obrigatório a realização do ensaio de prova de carga, deve-se verificar 1% da quantidade total das estacas, arredondando-se sempre para mais. Esse valor de quantidade de provas de cargas se aplica às obras de até 500 estacas em uma mesma região representativa do subsolo, acima desse número de estacas, a quantidade de provas de cargas adicionais fica a critério do projetista.

3.3.3.1 Prova de carga estática

No Brasil, a primeira prova de carga foi realizada em 1935, nas estacas tipo Franki da fundação da Estação da Estrada de Ferro Noroeste, em Bauru, pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) (VARGAS,1993).

De acordo com a NBR 12131/2006, a prova de carga em estacas visa fornecer elementos que avalie o comportamento e que estimem a sua capacidade portante. Consistindo, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes (axiais de tração ou compressão ou transversais) ao elemento, registrando seu deslocamento. Sendo aplicado a todos os tipos de estacas, verticais ou inclinadas, independente do processo executivo e da instalação no terreno.

O resultado de uma prova de carga é apresentado em um gráfico chamado de *curva x recalque*, com as cargas no eixo das abscissas e os deslocamentos no eixo das ordenadas com traçado delimitado no quarto quadrante. Por meio desse gráfico é determinada a carga estática última ou de ruptura sob a qual o sistema estaca-solo apresenta uma reação, conhecida como capacidade de carga estática (SILVA, 2011).

A prova de carga estática é realizada geralmente após a execução de todo o estaqueamento, embora também pode ser feita antes ou durante a execução do mesmo. Devido ao seu alto custo, a prática brasileira indica que a execução desse ensaio só é economicamente viável em obras de grande porte, onde os valores obtidos são essenciais para a definição da geometria dos elementos estruturais de fundação. Para casos em que se deseje determinar esse valor podem ser empregados alguns métodos, como o desenvolvido por Alonso (1982) que estima a curva *carga x deslocamento* de estacas por meio do SPT baseando-se no método de Van Der Veen (1953) (NEVES, 2004).

O ensaio de carregamento estático é o ensaio de campo mais eficiente na verificação do desempenho de uma fundação, pois, é possível compreender o comportamento da fundação em

níveis crescentes de carregamento por meio da análise da curva *carga x deslocamento* até que se atinja a carga limite ou até que conjunto estaca-solo rompa (MARCHEZINI, 2013).

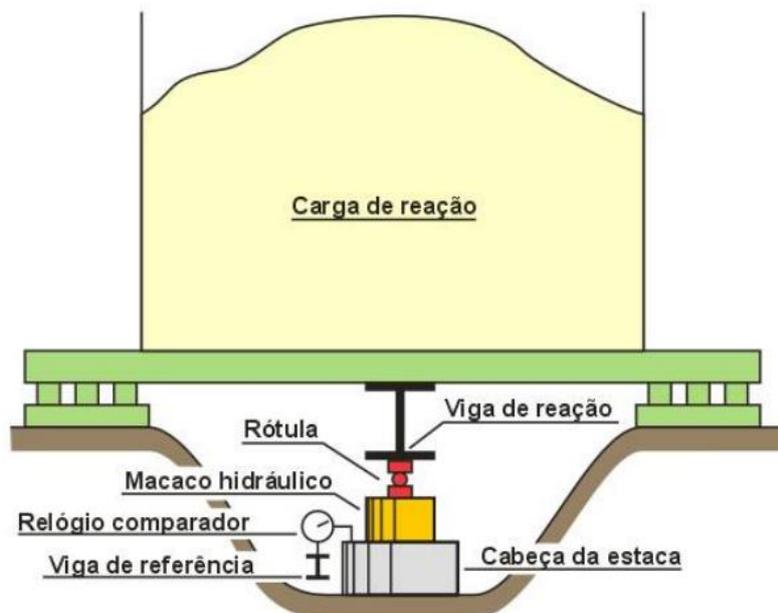
Com as leituras obtidas nesse tipo de ensaio, são determinados a carga correspondente em cada seção instrumentada e os gráficos de transferência de carga em função da profundidade para os estágios de carga e descarga. Conhecida a carga, é possível obter a curva da mobilização da resistência lateral e de ponta da estaca em função do deslocamento (MOTA, 2003).

A forma da curva *carga x deslocamento* varia com a geometria (comprimento e seção transversal da estaca e das espessuras das camadas de solo) e da reologia dos diferentes materiais componentes deste sistema. A reologia é caracterizada pela forma da curva tensão-deformação-tempo obtida em laboratório (MOTA, 2003).

Segundo a NBR 12131/2006, o dispositivo de aplicação de carga deve ser constituído por um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais, trabalhando contra um sistema de reação estável. A carga aplicada deve atuar na direção desejada sem produzir vibrações ou choques. No caso de cargas de compressão o sistema de reação pode ser:

- a) Plataforma carregada (cargueira): é um sistema reacionário sustentado por cavaletes ou “fogueiras”, cujo material utilizado para carregamento permite superar a carga prevista em no mínimo 15 %, considerando a segurança durante todo ensaio (figura 8).

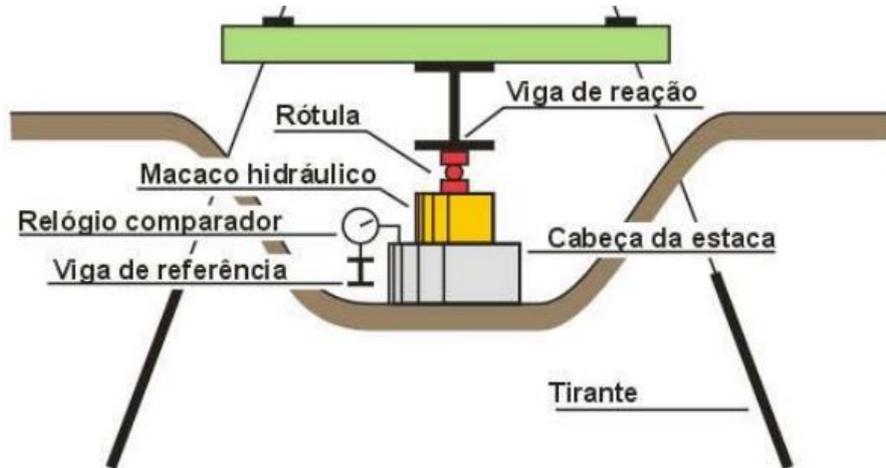
Figura 8. Sistema de reação por cargueira



Fonte: Neves (2004)

- b) Estruturas fixadas ao terreno através de elementos tracionados (estacas ou tirantes): é um tipo de sistema projetado e executado em quantidade suficiente para se manter estável sob a ação das cargas máximas do ensaio (figura 9).

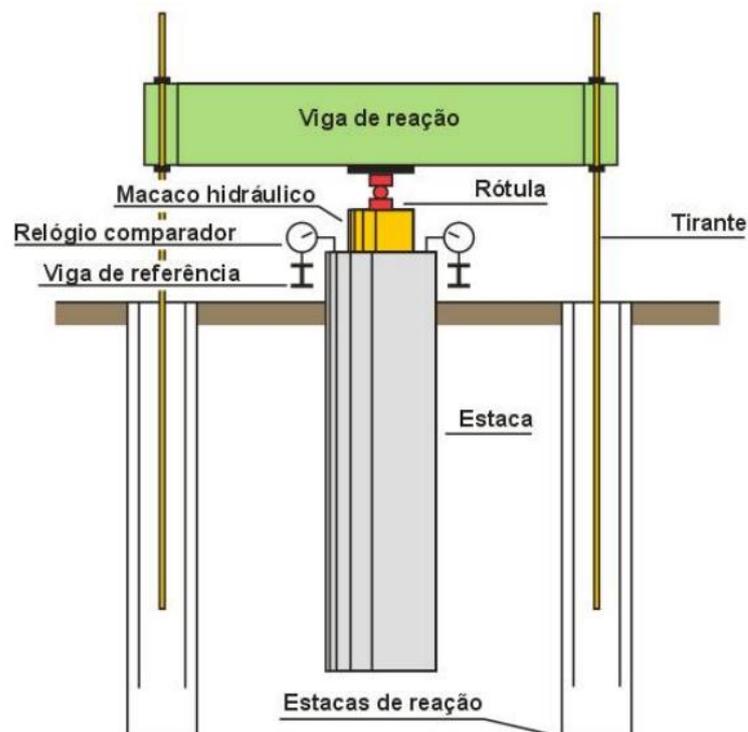
Figura 9. Sistema de reação por tirantes



Fonte: Neves (2004)

- c) A própria estrutura, devidamente verificada (figura 10).

Figura 10. Sistema de reação a própria estrutura verificada



Fonte: Neves (2004)

Para se medir a carga que está sendo aplicada na peça testada, emprega-se um manômetro instalado na saída da bomba ou, ainda uma célula de carga. Em que, para cada prova de carga devem ser estabelecidos uma célula e um macaco adequados ao valor de carregamento que se pretende atingir. A leitura do recalque deve ser feita em cada estágio por meio de extensômetros corretamente instalados, sendo o recalque da peça igual a média aritmética das leituras. Tal ensaio pode ser dividido em lento e rápido (NEVES, 2004).

3.3.3.1.1 Prova de carga lenta

A prova de carga lenta (SML) é o ensaio estático que mais se aproxima do carregamento real a que estaca estará submetida (AVELINO, 2006). A prova de carga lenta é um ensaio tradicional na engenharia de fundações em todos os países, sendo empregada para a análise da capacidade de carga e dos recalques sofridos durante um carregamento, tendo como o inconveniente a longa duração quando comparado com o outro tipo de ensaio estático.

De acordo com a NBR 12131/2006, o ensaio lento deve ser feito com carregamentos em estágios iguais e sucessivos, em que a carga aplicada em cada estágio não deve ultrapassar 20 % da carga de trabalho da estaca testada. Sendo a carga mantida até a estabilização do deslocamento e por, no mínimo, 30 minutos. A leitura deve ser feita imediatamente após a aplicação do carregamento em intervalos de 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 1 hora e 30 minutos, ...; até que se atinja a estabilização.

Conforme essa norma, caso não haja ruptura, o carregamento máximo deve ser mantido por no mínimo 12 horas. Com a etapa de descarregamento deve ser feita em, no mínimo, 4 estágios de 15 minutos cada, sendo feitas leituras até que seja obtida a estabilização.

3.3.3.1.2 Prova de carga rápida

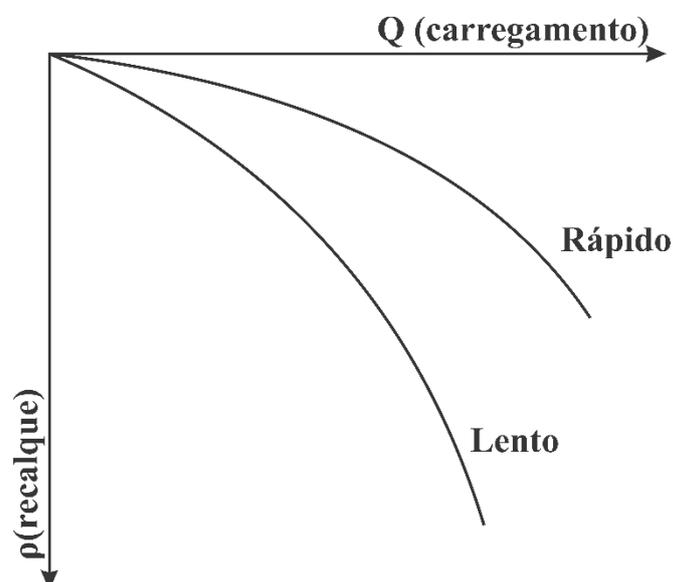
A prova de carga rápida (QML) foi proposta por Fellenius (1975), diferindo do outro tipo de ensaio estático por manter estágios de carregamento e descarregamento por tempo definido, independentemente da estabilização (AVELINO, 2006). A figura 11 apresenta um comparativo entre as curvas *carga x deslocamento* para os diferentes tipos de ensaio de carregamento estático.

Segundo a NBR 12131/2006, o ensaio rápido deve ser feito com carregamento em estágios iguais e sucessivos, em que a carga aplicada em cada estágio de 5 minutos, não deve ultrapassar 10 % da carga de trabalho da estaca testada. Sendo a leitura dos deslocamentos

realizada no início e fim de cada estágio. Atingindo o carregamento máximo, o descarregamento deve ser feito em 4 estágio de mesmo intervalo (5 minutos), lendo os deslocamentos. Após 10 minutos do descarregamento total é feita uma última leitura.

Alguns autores consideram que este ensaio tem muitas vantagens, como: a redução do custo e do prazo de realização (o ensaio dura aproximadamente 2 horas), além de proporcionar uma melhor definição da curva *carga x deslocamento* e da carga de ruptura devido à maior quantidade de pontos utilizadas no seu traçado (GODOY, 1983 apud AVELINO, 2006).

Figura 11. Curvas carga x deslocamento com diferentes velocidades de carregamento



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

3.3.3.2 Prova de carga dinâmica

A prova de carga dinâmica, também denominado de ensaio dinâmico foi desenvolvido em 1964, na Universidade Case, Cleveland, Ohio – EUA. Tal ensaio permite avaliar a capacidade de carga de estacas e verificar a integridade do elemento ensaiado. O ensaio é feito a partir da aplicação de um carregamento dinâmico axial à estaca sendo sua análise baseada na teoria da equação da onda, aplicada à cravação ou à recravação de uma estaca (MARCHEZINI, 2013).

O desenvolvimento desse tipo de ensaio vem colaborando para o aumento significativo da instrumentação em fundações por estacas, em função do seu baixo custo e facilidade de execução quando comparado com o ensaio estático (AVELINO, 2006).

A utilização desse ensaio tem sido cada dia mais comum na engenharia de fundações devido as informações e potencialidades do mesmo (ÁVILA, 2001). Essa técnica tem por finalidade a determinação da resistência última, sendo especialmente adequada para o controle das estacas cravadas.

Segundo a NBR 13208/2007, este ensaio verifica o comportamento da interação estaca-solo durante a aplicação de uma força de impacto no seu topo. A prova de carga dinâmica pode ser empregada em estacas, verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução ou de instalação no terreno, desde que seja possível determinar as características geométricas do elemento e ainda que se consiga aplicar uma força de impacto no seu topo.

Conforme esta norma, por meio dos valores obtidos de força, aceleração e/ou deslocamento da estaca nas proximidades do seu topo é possível avaliar: a capacidade de carga do conjunto estaca-solo, a eficiência do sistema de cravação, as tensões máximas ao longo da estaca, a integridade estrutural do elemento e as características dinâmicas do solo.

Os aparelhos comumente empregados durante esse ensaio são: dispositivo de impacto para provocar a onda de tensão, sensores de deformação e aceleração e equipamento de coleta e tratamento de dados. No Brasil, geralmente é empregado o *Pile Driving Analyser* (PDA), circuito especial formado por um microprocessador, que analisa um conjunto de dados durante a aplicação de cada golpe (AVELINO, 2006).

O ensaio dinâmico pode ser feito de duas formas, com energia constante (golpes de martelo aplicados a cabeça da estaca de uma única altura) ou crescente (altura de queda crescente do martelo) (ÁVILA, 2001). De acordo com Marchezini (2013), o processo tradicional da prova de carga dinâmica, consiste na aplicação de um ciclo de impactos de energia constante. Registrando a força e a velocidade para cada golpe com o PDA.

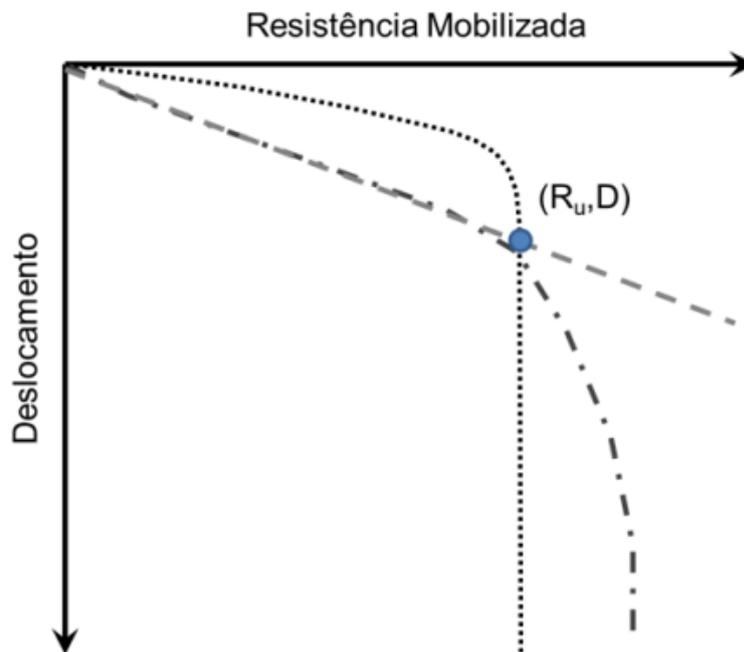
No Brasil, o tipo de ensaio de carregamento dinâmico mais utilizado é o de energia crescente, proposto por Aoki (1989), em que a instrumentação é feita pelo PDA e a modelação por programas numéricos como *Case Institute of Technology* (CASE) e *Case Pile Wave Analysis Program Continous Model* (CAPWAPC) (MAGALHÃES, 2005).

3.3.3.2.1 Ensaio de carregamento dinâmico de energia constante

A prova de carga dinâmica de energia constante é um tipo de ensaio cíclico de carregamento dinâmico que é realizado sem a variação de energia. Nesta modalidade são aplicados golpes (geralmente 10) de uma mesma altura de queda do martelo sobre a cabeça da estaca sendo registrados o deslocamento permanente da estaca, S , e a parcela de

deslocamento elástico, repique (K). A figura 12 apresenta a curva resistência mobilizada por deslocamento para o ensaio de energia constante, em que cada impacto determinar um par de valores de resistência e deslocamento, sendo o ponto (R_u, D) correspondente a máxima resistência total mobilizada pelo sistema e o máximo deslocamento correspondente.

Figura 12. Curva resistência mobilizada por deslocamento para ensaio de energia constante



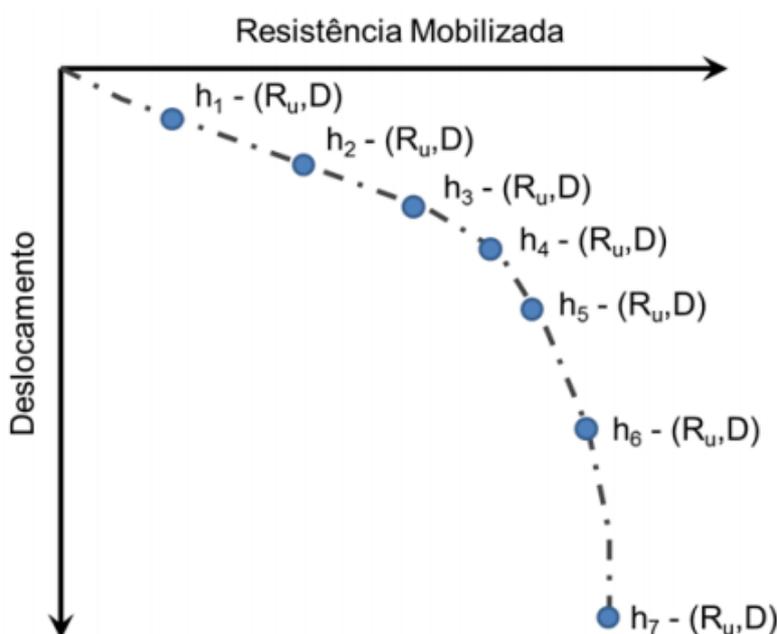
Fonte: Medrano (2014)

3.3.3.2.2 Ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente

A finalidade da prova de carga dinâmica de energia crescente é a determinação da curva carga mobilizada x deslocamento referente a uma série de golpes do martelo. Em que a curva é utilizada para a determinação da capacidade de carga empregando os mesmos procedimentos da prova de carga estática (MORAES, 2005). Nesta modalidade de prova de carga são aplicados uma série de golpes do martelo, caindo de alturas crescentes, geralmente múltiplas de 10 ou 20 cm. Na figura 13 é exposto um modelo de curva resistência mobilizada por deslocamento para ensaio de energia crescente. Nessa modalidade de ensaio obtém-se uma série de pontos que permitem o traçado de uma única curva que representa a prova de carga dinâmica de energia crescente.

Esse tipo de ensaio apresenta muitas vantagens, como: menor custo e tempo de execução, o que possibilita o emprego em um maior número de estacas, e, conseqüentemente, caracteriza melhor a variabilidade de resistência no estaqueamento, criando condições para a utilização de análises de confiabilidade. Sendo a principal desvantagem o uso de tecnologias importadas para sua instrumentação.

Figura 13. Curva resistência mobilizada por deslocamento para ensaio de energia crescente



Fonte: Medrano (2014)

3.4 CARGA ADMISSÍVEL

De acordo com a NBR 6122/2010, a carga admissível de uma estaca pode ser conceituada como a força em projeto que, aplicada sobre a estaca ou sobre o tubulão isolados atende, com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites último (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.). É uma grandeza empregada quando se trabalha com ações em valores característicos.

A visão clássica da determinação da carga admissível em fundações por estacas compreende dois aspectos, o estrutural (verificação da segurança a ruína do elemento estrutural) e o geotécnico (verificação da segurança à ruptura do solo e a verificação dos recalques

exagerados). Desse modo, não se deve falar em capacidade de carga do elemento de fundação isolado e nem da capacidade de carga do solo (AOKI; CINTRA, 2000).

Para a determinação da carga admissível é indispensável o conhecimento da curva *carga x deslocamento* que é prevista a partir dos valores de resistências e rigidez do solo e da estaca, dos equipamentos e dos processos executivos ou por meio de ensaios de prova de carga (estáticos ou dinâmicos) (AOKI; ALONSO, 1993).

A carga admissível e a capacidade de carga de estacas estão intimamente relacionadas, uma vez que o primeiro é determinado a partir de uma minoração do segundo. De acordo com Cintra e Aoki (2010), a carga admissível (antigamente denominada carga de trabalho) é determinada pela razão entre o valor médio de capacidade de carga ($R_{méd}$) e o fator de segurança global, também chamado de fator de segurança e coeficiente de segurança (FS), equação 20. O FS permite que a solicitação em cada estaca não seja superior à carga admissível.

$$P_a = \frac{R_{méd}}{FS} \quad (20)$$

Desse modo, é de suma importância conhecer o valor desse fator de segurança. Cintra e Aoki (2010), indica que esse fator envolve apenas a relação entre os valores médios de resistência e de solicitação, isso levando em conta as curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação, conforme é explícito na equação 21.

$$FS = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (21)$$

A NBR 6122/2010 propõe que o fator de segurança que deve ser utilizado para esse cálculo é de 2, quando a capacidade de carga é oriunda de métodos semi-empíricos. No caso das estacas escavadas a carga admissível deve ser menor ou igual a 125 % da resistência lateral.

Quanto às recomendações de outros autores, Aoki e Velloso (1975) e Teixeira (1996) consideram que o valor do fator de segurança global normalizado seja 2. Enquanto, Décourt e Quaresma (1978) considera que deve haver um fator de segurança diferenciado para a resistência de ponta e para a resistência lateral, conforme é observado na equação 22.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_l}{1,3} \quad (22)$$

Ressalta-se que Teixeira (1996), propõe fatores diferenciados apenas para o caso de estacas escavadas a céu aberto, que devem atender a equação 23.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_l}{1,5} \quad (23)$$

De acordo com Aoki e Alonso (1993), o valor da carga admissível pode ser determinado com base na forma da curva *carga x deslocamento* da estaca por meio da segurança a ruptura

e/ou da segurança ao recalque, devendo, para isso, ser atendidas as condições expostas nas equações 24 e 25.

$$0 < P_a \leq \frac{PR}{2} \quad (24)$$

Tendo como limite superior:

$$PR \leq RE \quad (25)$$

Em que:

PR: carga de ruptura do solo

RE: carga de ruptura estrutural do solo

Para estacas escavadas com auxílio de lama bentonítica cuja ponta se apoie em rocha e que haja o contato entre o concreto da estaca e a rocha, estes mesmos autores propõem que a carga de ruptura do solo seja dividida por três. E em casos de atrito negativo, a carga de ruptura do solo deve ser dividida por 1,5, sendo subtraído o valor do atrito. Assim, deve ser atendida a condição exposta por meio da equação 26.

$$P_a \leq \frac{PA}{1,5} \quad (26)$$

Onde:

PA: carga corresponde ao recalque admissível

3.5 RECALQUE EM FUNDAÇÕES

Quando aplicada uma carga a qualquer tipo de peça, essa sofre uma deformação, a qual possibilita ao corpo resistir às ações impostas a ele. Nessa perspectiva, a deformação corresponde à variação da distância entre dois pontos quaisquer de uma peça e o deslocamento, à uma grandeza vetorial que indica a mudança na posição entre dois pontos de um corpo em relação a um sistema estático de referência. Como base nisso, denomina-se recalque de uma fundação, a componente vertical descendente do vetor deslocamento correspondente (ALONSO, 1991).

Em obras de fundações, um dos aspectos primordiais é a previsão dos recalques, sua magnitude e sua variação ao longo dos anos. Dessa maneira, é necessário adotar um valor limite tolerável para que se garanta um comportamento aceitável, ou seja, um bom funcionamento durante sua vida útil de projeto (BARROS, 2012).

Os recalques sofridos pelos elementos de fundações em solos saturados são influenciados, basicamente, por dois fatores: a interação solo-estrutura e a relação tensão-

deformação-tempo do solo em estudo. Para os solos não saturados, a mudança de volume obedece a um mecanismo ainda desconhecido (GUSMÃO FILHO, 1994 apud MOTA, 2003).

Os valores dos recalques são dependentes do tipo de solo e do tipo de fundação empregada. Quanto ao tipo de solo tem-se, por exemplo, um recalque imediato é preponderante para uma argila dura mas para uma argila mole, o recalque por adensamento possui maior relevância. Já quanto ao tipo de fundação, o recalque é maior em fundações rasas do que em profundas (MAGALHÃES, 2005).

Segundo Rebello (2008), o recalque pode ser entendido com a deformação que ocorre no solo quando este é submetido a carregamentos e que dependendo da intensidade pode ocasionar sérios danos à superestrutura. As deformações que o solo pode sofrer são:

- Deformação elástica: ocorre imediatamente após a aplicação da carga. Seu valor depende do módulo de elasticidade do solo, sendo maior em solos não coesivos;

- Deformação por escoamento lateral: ocorre principalmente em solos não coesivos em que há a migração de solo de regiões mais solicitadas para as de menos carregamento. Ou seja, o deslocamento dá-se do centro para a lateral;

- Deformação por adensamento: há diminuição do volume devido ao fechamento dos vazios pela expulsão da água, ocasionada pela pressão de cargas sobre a fundação.

Para se estimar os recalques em fundações, destacam-se os Métodos de Transferência de Carga, Métodos Elásticos e os Métodos numéricos. O último, atualmente, tem seu emprego bastante difundido destacando: Método dos Elementos Finitos e Método dos Elementos de Contorno (MAGALHÃES, 2005).

Os Métodos Elásticos, baseados nas soluções das equações de Mindlin (1936), são atualmente os mais empregados para a previsão de recalque em estacas. Dos quais podem ser citados as metodologias desenvolvidas por Poulos e Davis (1980) e Randolph e Wroth (1978) (MAGALHÃES, 2005).

Além dos métodos citados, a metodologia de Aoki e Lopes (1975) vem sendo muito utilizada para o desenvolvimento de rotinas computacionais, como nos trabalhos desenvolvidos por Vanni; Danziger e Carvalho (2006) e Carvalho e Danziger (2011). Há também destaque para o emprego de softwares comerciais como GEOFINE, SIGMA-W e PLAXIS e, ainda o uso de métodos numéricos.

Fora estes, o valor do recalque em fundações do tipo estaca pode ser obtido pela metodologia adaptada de Aoki (1989). Nesse trabalho de conclusão de curso, devido a facilidade de implementação, para aferição do recalque provável é utilizado a referida metodologia.

3.6 RECALQUES EM ESTACAS

Quando uma carga é aplicada na cabeça de uma estaca ocorrerá o encurtamento elástico do elemento (ρ_e) e um recalque do solo abaixo da base (ρ_s). Assim, o recalque total (ρ) da cabeça da estaca pode ser obtido por meio da soma dessas duas parcelas, equação 27 (CINTRA; AOKI, 2010).

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (27)$$

3.6.1 Recalque devido ao encurtamento elástico

Por meio de uma metodologia adaptada de Aoki (1979), apresentada por Cintra e Aoki (2010), considerando que a carga aplicada no topo da estaca é maior que a resistência lateral e menor que a capacidade de carga do conjunto estaca-solo e que todo atrito lateral foi mobilizado, tem-se que o recalque devido ao encurtamento elástico da fundação pode ser obtido pela equação (28).

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E} \sum (P_i L_i) \quad (28)$$

Em que:

- A : área da seção transversal da estaca;
- E : módulo de elasticidade do material que é feito à estaca;
- P_i : esforço normal;
- L_i : comprimento das subdivisões do fuste.

3.6.2 Recalque do solo

O recalque do solo se deve às parcelas de reação da ponta e de reações laterais. Este valor pode ser estimado com base na Teoria da Elasticidade Linear expressa na equação 29.

$$\rho_s = \sum \frac{\Delta\sigma}{E_s} H \quad (29)$$

Em que:

- $\Delta\sigma$: acréscimo de tensão na camada analisada;
- E_s : módulo de deformabilidade da camada do solo;
- H : espessura da camada subjacente;

3.7 FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS APLICADAS À ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

Atualmente, com a difusão do uso de computadores, cada vez mais são desenvolvidas ferramentas computacionais que tem por intuito a otimização da resolução de problemas. Na engenharia geotécnica, o uso de ferramentas computacionais possibilita, dentre outras coisas, a redução de custos e o aumento da segurança das estruturas. Neste tópico são abordados os trabalhos desenvolvidos no Brasil que propõem o uso de ferramentas computacionais para o cálculo da capacidade de carga e recalque em fundações profundas.

Para a previsão da capacidade de carga em estacas, Ferreira, Delalibera e Silva (2014), propuseram uma rotina computacional baseada nos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Texeira (1996) utilizando planilhas eletrônicas com implementação de macros e linguagem de programação VBA. Além da avaliação da carga resistente do sistema solo-estaca, a rotina proposta por esses autores faz um comparativo entre os valores de capacidade de carga para os três métodos e afere o valor da carga admissível.

Costa, Moro e Baroni (2015) apresentam o desenvolvimento da versão beta de um software para o cálculo da capacidade de carga em estacas, empregando linguagem *Java*. O software encontra-se em fase de testes, com o aperfeiçoamento da interface e validação dos resultados. A ferramenta proposta tem como métodos de cálculo, as metodologias propostas por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Nessa mesma temática, Linhares (2016) desenvolveu uma ferramenta *web* para estimativa da capacidade de carga em estacas chamada de Jsoil, elaborada em linguagem *Java* integrada com outras tecnologias (MySQL e Tomcat) que afere a resistência de fundações do tipo estaca por dez métodos semi-empíricos distintos, os métodos de Aoki-Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996) e UFRGS (2000) são utilizados para diversos tipos de estacas. Contudo, os métodos de Gotlieb et.al (2000), Karez e Rocha (2000), Antunes e Cabral (1996) e Vorcaro e Velloso (1975) são utilizados especificamente para estaca do tipo hélice contínua, e os métodos de David Cabral (1986) e Brasfond (1991) para estaca do tipo Raiz.

Além do cálculo da capacidade de carga, os autores Pedreira e Pacheco (2016) propõem uma ferramenta para dimensionamento estrutural de estacas de concreto armado, no que tange a resistência aos esforços de compressão e tração. Para isso, eles criaram um programa utilizando plataforma *web* com linguagem de programação PHP e Banco de Dados MySQL, sendo empregados os modelos de capacidade de carga de Aoki e Cintra (2010), Velloso e Lopes

(2010), Hachich e outros (1998), com as recomendações na NBR 6122/2010. Quanto ao cálculo estrutural seguiu a teoria exposta por Alonso (2012).

As quatro ferramentas citadas têm em comum o fato de não estimarem o recalque do elemento de fundação, sendo necessário para o dimensionamento a realização de análises complementares para aferição desse valor.

Neste sentido, Amancio (2013) usa redes neurais para o desenvolvimento de um modelo de previsão de recalques em fundações profundas do tipo estaca, a partir de um modelo que utiliza o algoritmo de retropropagação do erro. A maioria dos trabalhos encontrados, como de Mundim, Cruvinel e Cavalcanti (2014) e de Castro (2010), são relativos a ferramentas para cálculo de recalque em fundações superficiais, o que demonstra a demanda por ferramentas computacionais voltadas para o cálculo do recalque em fundações profundas.

4 METODOLOGIA

Nesta seção, é apresentada a metodologia utilizada para o desenvolvimento de uma rotina computacional que serve de auxílio ao usuário que pretende determinar o comportamento (a capacidade de carga e a deformação) de um elemento de fundação profunda (estacas pré-moldadas cilíndricas de concreto) a partir de formulações e normas brasileiras comumente empregadas em escritórios de engenharia de fundações. A rotina computacional correlaciona os dados obtidos no ensaio de sondagem de simples reconhecimento, *SPT*, em conjunto com os parâmetros de capacidade de carga, carga admissível e recalque de estacas.

São descritas todas as considerações teóricas utilizadas, além das técnicas de programação e as limitações da rotina desenvolvida.

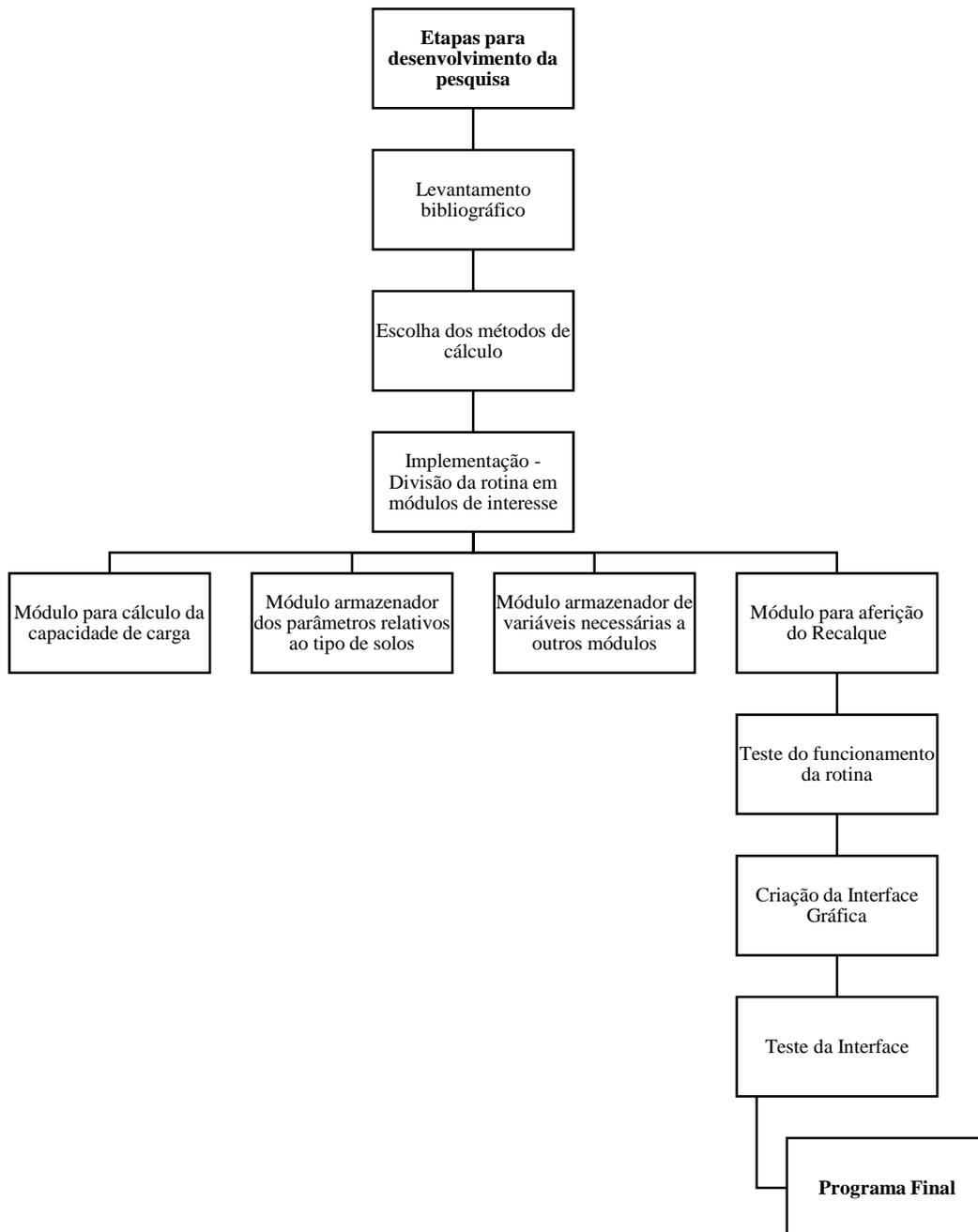
4.1 ETAPAS DO TRABALHO

Este trabalho foi fundamentado na revisão bibliográfica, conforme apresentado na seção 3 desta monografia, mais especificamente sobre fundações, sondagem de simples reconhecimento, metodologias de cálculo de capacidade de carga, carga admissível e recalque em estacas com base nos textos presentes em livros, trabalhos de dissertações, teses e artigos científicos.

Após o levantamento bibliográfico foram escolhidos os métodos que seriam utilizados para o desenvolvimento do código computacional. Para a determinação da capacidade de carga do sistema solo-estaca, definiu-se por utilizar a metodologia proposta por Aoki e Velloso (1975), sendo a carga admissível determinada a partir de um fator de segurança igual a 2 (dois). A formulação utilizada para o cálculo do recalque é baseada na metodologia adaptada do trabalho de Aoki (1979). Em seguida, foi possível iniciar a implementação da rotina em ambiente computacional, conforme detalhado no item 4.4 desse trabalho. Por fim, foram realizados testes operacionais para verificar o funcionamento e validar a rotina computacional elaborada, tanto em termos de interface gráfica, como no processamento dos modelos de correlação.

Os procedimentos metodológicos realizados para obtenção dos resultados da pesquisa são apresentados de forma sucinta na forma de organograma na figura 14.

Figura 14. Organograma dos procedimentos metodológicos utilizados no trabalho



4.2 FERRAMENTAS EMPREGADAS

4.2.1 MATLAB

A principal ferramenta utilizada para a elaboração da rotina computacional foi a plataforma MATLAB (*MATrix LABoratory*, ou do português Laboratório de Matrizes). A linguagem MATLAB é uma das mais empregadas no mundo para a resolução de problemas de

engenharia, especialmente os de forma matricial, por ser uma linguagem de alto nível voltada para o cálculo numérico. Sendo essa, uma das principais razões pela qual essa ferramenta foi escolhida neste trabalho.

A linguagem MATLAB viabiliza a expressão de forma mais natural das entidades matemáticas, possuindo uma ampla biblioteca de funções (“*Toolboxes*”) que permite a execução mais rápida de tarefas.

O software MATLAB é usado em muitos países para realizar e desenvolver atividades relacionadas ao aprendizado de máquina, processamento de sinais, processamento de imagem, visão computacional, finanças computacionais, design, robótica, entre outras. O software permite, ainda, a execução de cálculos matemáticos, desenvolvimento de algoritmos, modelagem, simulação e confecção de protótipos e dados, plotagem de gráficos bidimensionais, tridimensionais e contorno, e ainda, o desenvolvimento de aplicações, incluindo a elaboração de interfaces gráficas para o usuário.

4.2.2 GUI

Como mencionado na subseção anterior, o MATLAB permite a criação de GUIs (*Graphical User Interfaces*, ou do português Interface Gráfica do Usuário) que servem para mascarar toda a implementação do problema, facilitando a entrada e saída de dados, bem como sua visualização, permitindo ao usuário não manusear essa etapa por meio de terminais de comando. As GUIs contribuem de forma significativa com a qualidade externa das rotinas desenvolvidas.

Nesse software, as GUIs podem ser criadas por meio da ferramenta GUIDE (*GUI Builder*, ou do português, Construtor da Interface Gráfica do Usuário). Sua utilização consiste na confecção da tela principal da GUI de forma assistida, por meio da adição de botões, caixas de texto, planilhas, etc. As ações associadas a esses objetos, e suas associações aos respectivos módulos da rotina computacional elaborada para a solução do problema são feitas também por meio da linguagem MATLAB.

4.2.3 Controle de Fluxo

Os comandos que controlam o fluxo apontam a ordem em que a computação é realizada. No MATLAB, estes comandos são semelhantes aos comandos utilizados na linguagem C, mas com estrutura diferente. Os comandos de controle de fluxo oferecidos pelo MATLAB são o

“for” (comando de repetição), o “while” (comando de repetição condicional), o “if” (comando condicional), o “else” (comando condicional), o “elseif” (comando condicional) e o “break” (comando de parada).

Foram basicamente esses comandos utilizados na rotina para introduzir as hipóteses simplificadoras, tanto da metodologia empregada como da rotina desenvolvida, e as diferentes situações que podem ser escolhidas pelo usuário do programa.

4.3 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS

Para o desenvolvimento da rotina computacional, foram utilizadas algumas hipóteses visando a simplificação do modelo de cálculo. Tais hipóteses encontram-se descritas abaixo.

- a) Carregamento vertical – o elemento de fundação está sofrendo a ação de cargas apenas verticais aplicadas no topo da estaca na direção do centroide.
- b) Área da seção transversal constante e circular – a estaca não possui variação de seção ao longo do seu fuste, ou seja, desconsidera-se imperfeições na fase de concretagem (moldadas *in loco*) ou fabricação (pré-moldadas) das estacas.
- c) A aplicação da rotina é limitada aos quinze tipos de solos presentes na tabela 3. Tal limitação é devido à natureza do método de cálculo escolhido.
- d) A estaca tem sua cabeça locada a um metro da superfície do solo – considera-se que no primeiro metro fica locado o bloco de coroamento;
- e) O perfil do solo em análise é conhecido, nível da água é definido, camadas de solos que compõe o perfil são definidas, e valores de N_{SPT} fidedignos.

Ressalta-se que a metodologia empregada no programa analisa a capacidade de apenas um elemento de estaca isolado e, portanto, se aplica para determinação da capacidade de carga de uma unidade de elemento estrutural, não podendo ser considerado para os outros elementos que localizam-se no mesmo bloco de coroamento. Exceto, para os casos em que no mesmo bloco as estacas apresentem o mesmo diâmetro e comprimento (profundidade de parada), e sobretudo, o mesmo furo de sondagem.

4.4 IMPLEMENTAÇÃO

A rotina computacional desenvolvida foi elaborada de modo que permitisse a criação de um programa de qualidade, ou seja, que cumprisse os seguintes parâmetros qualificadores: rapidez, confiabilidade, modularização e estruturação.

Cabe ressaltar que para a utilização da rotina é essencial que se tenha realizado previamente o ensaio de SPT, pois a rotina é baseada nos valores do índice de resistência a penetração oriundos desse ensaio.

Nas subseções a seguir estão apresentadas as principais implementações computacionais realizadas para o desenvolvimento da rotina, a indicação das hipóteses de cálculo, as limitações da rotina e o procedimento de utilização.

4.4.1 Entrada de dados

O procedimento de entrada de dados é a etapa em que o usuário fornece todas as informações que serão lidas e processadas pela rotina para a obtenção dos valores de capacidade carga e recalque, sendo realizado na interface gráfica do programa. O usuário deve, assim, fornecer:

- a) As características geométricas da estaca, o comprimento do fuste e o diâmetro da estaca;
- b) As propriedades do material que compõe a estaca, o valor do módulo de elasticidade do material;
- c) As características do maciço de solo, número de camadas do perfil, tipo de solo que compõe o perfil, valores do índice de resistência a penetração e o nível de água.
- d) Valor da capacidade de carga da estaca obtido por meio do ensaio de prova de carga, quando conhecido, para a obtenção do erro relativo.

4.4.2 Modularização da rotina

Quanto maior uma tarefa, mais complexa ela se torna. Assim, é necessário dividi-la em tarefas menores cujas soluções são mais simples. Nesse sentido, modularizar um problema significa dividi-lo em partes distintas e menores.

Na rotina computacional, a modularização permite que o programa seja mais legível, com mais fácil manutenção e melhor desempenho. O que facilita os processos de solução de um problema e a manutenção de boas práticas de programação (indentação correta - recuo de um texto em relação à sua margem, usado para ressaltar ou definir a estrutura do algoritmo -, nomes consistentes para as variáveis, inserção de comentários e etc). Para isso, durante o desenvolvimento da rotina computacional foram considerados os seguintes pontos:

- a) SOC (*Separation Of Concerns*, Separe os interesses): dividir a rotina em tantos trechos quanto forem possíveis, de forma que estes ainda façam sentido. Um problema grande pode ser dividido em problemas menores. Ao fazer isso, pode-se reaproveitar a mesma rotina posteriormente.
- b) DRY (*Don't Repeat Yourself*, Não repita a si mesmo): ao se deparar com uma situação já resolvida anteriormente, não se deve reescrever o trecho de código responsável por essa tarefa. Este deve ser escrito de forma que possa ser “chamado” durante qualquer fase da rotina (no caso do MATLAB isso pode ser feito por meio de códigos tipo função). Os códigos do tipo função são responsáveis por receber e retornar um ou mais parâmetros de entrada através da constante “*function*”. Como exemplos de arquivos de comandos do tipo função, pode-se citar as próprias funções internas do MATLAB: `real(x)`, `exp(x)`, `zeros(m,n)`, `size(X)`, `length(x)`, entre outras. Uma das principais vantagens no uso de arquivos do tipo "função" está no fato destes serem úteis para estender a linguagem MATLAB.

Para o desenvolvimento de uma rotina modularizada, geralmente, a fase inicial da implementação consiste na divisão do código em pequenos trechos (chamados de módulos) responsáveis pela solução de partes do problema, que são unidos ou por um módulo principal ou onde um módulo faz o “chamado” do outro.

Neste trabalho, a rotina foi dividida em quatro módulos listados a seguir:

- a) Módulo 1: responsável pela estimativa do valor da capacidade de carga do conjunto estaca-solo por meio da metodologia de Aoki e Velloso (1975). Em que, para o cálculo são empregados os valores informados pelo usuário do diâmetro e comprimento da estaca, das espessuras das camadas de solo por onde a estaca está cravada, dos valores de índice de resistência do primeiro metro até o valor na ponta da estaca e os valores do coeficiente K e da razão de atrito (α) por camada, sendo os dois últimos informados pelo usuário ao escolher o tipo de solo da camada;
- b) Módulo 2: é responsável por guardar os valores de K e α de cada tipo de solo;
- c) Módulo 3: realiza os cálculos que são necessários para o funcionamento do Módulos 1 e 4, sendo responsável pela aferição dos valores de tensão efetiva vertical no maciço e número de camadas de solo por onde à estaca passa;
- d) Módulo 4: utilizado para cálculo do recalque, considerando que o recalque total do elemento se deve às parcelas relativas ao encurtamento elástico do fuste, e ao

recalque das camadas de solo abaixo do elemento de fundação. Os valores de entrada desse módulo são: resistência total e resistência lateral aferidas no primeiro módulo, diâmetro da estaca, módulo de elasticidade do material que compõe a estaca, tensões verticais e índice de resistência à penetração das camadas de solo abaixo do elemento de fundação.

O cálculo do erro e o gráfico do recalque foram desenvolvidos diretamente no código automático gerado durante a criação da interface, o que reduz o número de módulos criados. Embora estes poderiam ser facilmente distribuídos nos outros módulos ou em um módulo próprio, uma vez que são cálculos simples que demandam poucas linhas na rotina.

Para a criação da curva *carga x deslocamento* foi utilizado o comando *plot*, este é o principal comando para a geração de gráficos bidimensionais no MATLAB, e os comandos *title* para inserção de título do gráfico, *xlabel* e *ylabel* para título do eixo-x e eixo-y, respectivamente. A equação utilizada nessa análise foi a desenvolvida por Van der Veen (1953), equação 30.

$$P = R(1 - e^{-a \cdot \rho}) \quad (30)$$

Em que:

- *R*: capacidade de carga;
- *P*: valor de uma carga qualquer;
- ρ : recalque causado por *P*;

Sendo o valor do coeficiente *a* obtido por:

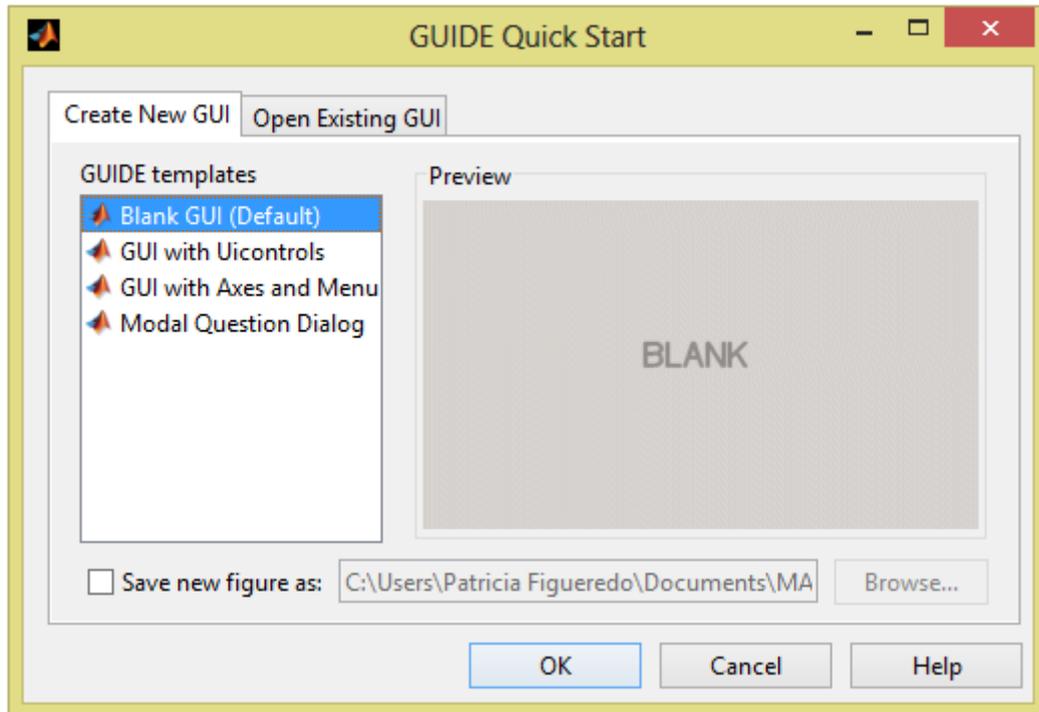
$$a = -\ln(1 - P/R) / \rho \quad (31)$$

4.4.3 Interface Gráfica

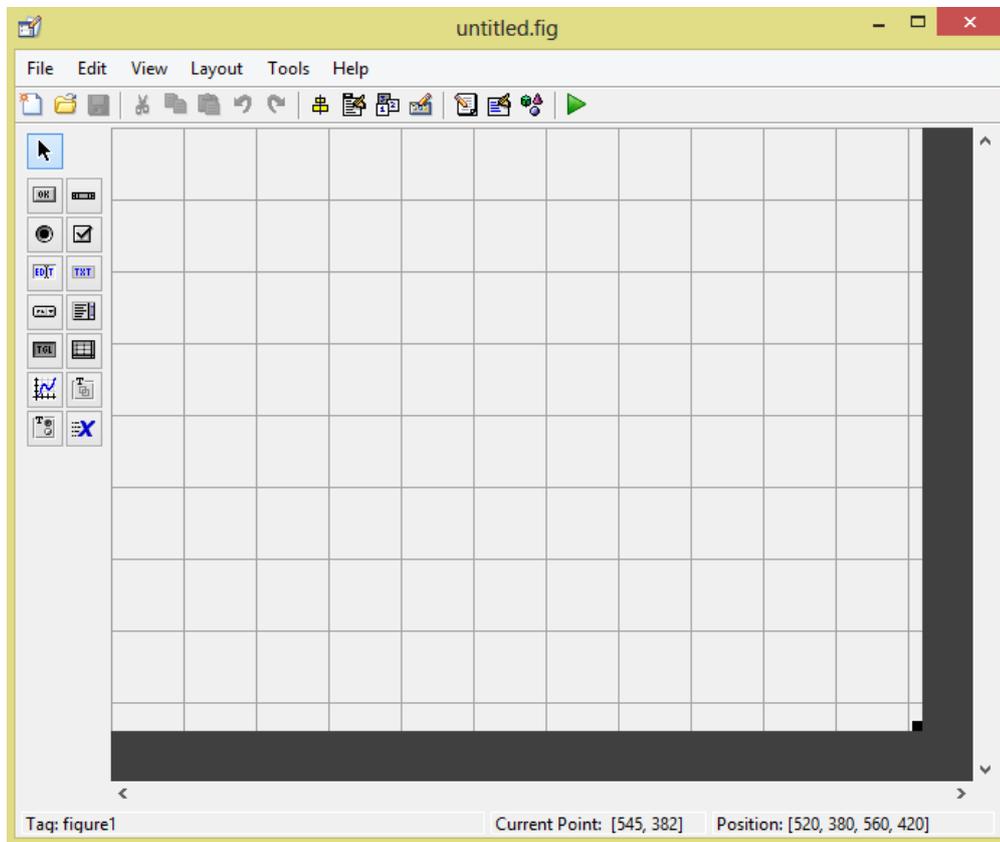
A Interface Gráfica corresponde, de uma forma simplificada, à tela do programa. Essa interface possibilita que o usuário disponha de forma mais simples e rápida do código, uma vez que essa facilita a entrada de dados e a visualização de resultados. No MATLAB, a interface gráfica é desenvolvida em um ambiente separado dentro do próprio software que pode ser acessado digitando “*guide*” na janela de comandos do MATLAB.

Nesse ambiente utilizou-se a opção *Blank GUI (Default)* (figura 15 (a)) para criar a tela do programa a partir de um modelo em branco (figura 15 (b)). A tela desenvolvida é responsável por receber os dados de entrada e exibir os resultados. A imagem da tela final do programa encontra-se exposta na figura 16.

Figura 15. Ferramenta GUIDE

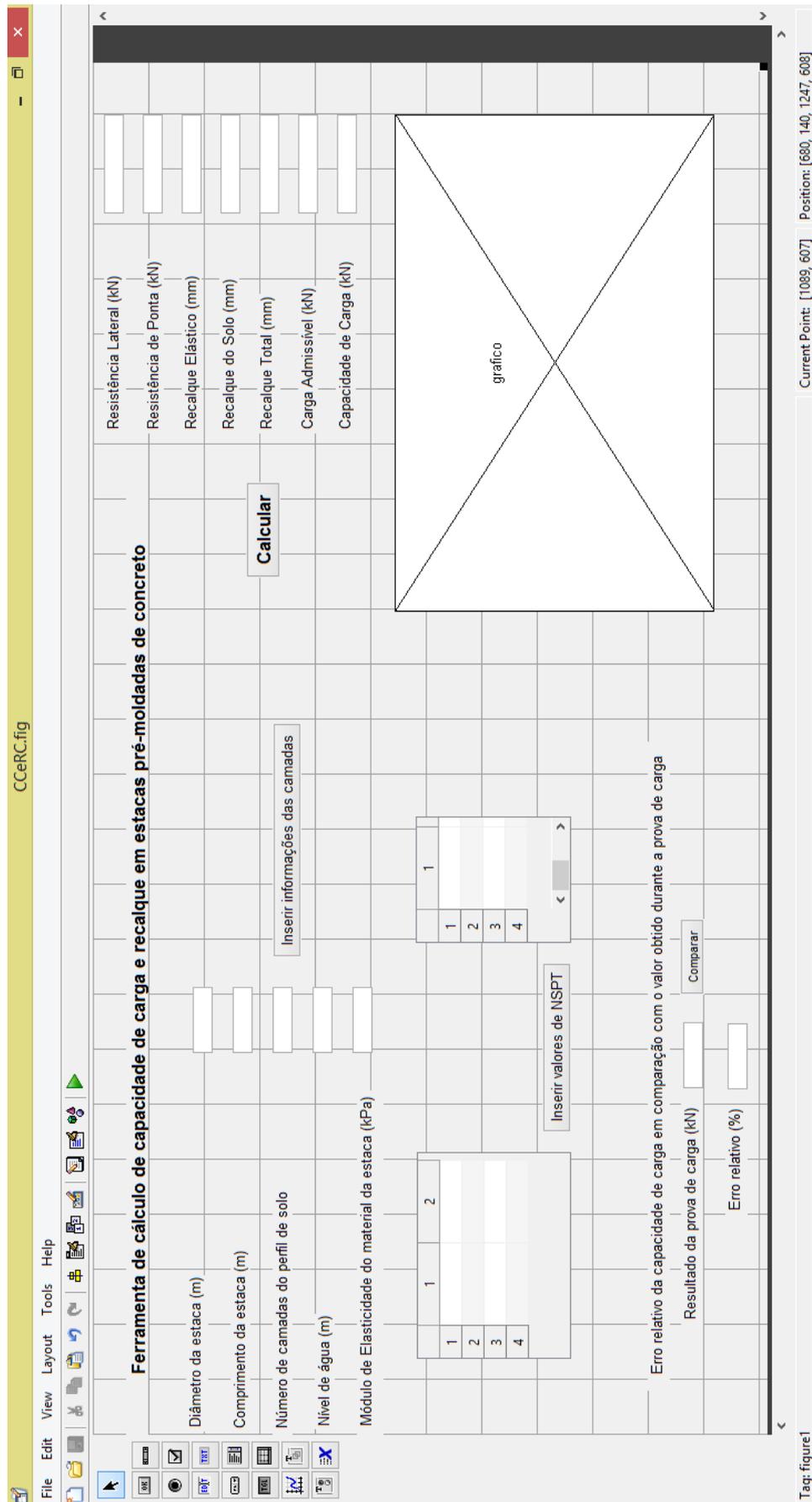


(a) Janela para escolha do template a ser utilizado



(b) modelo em branco gerado pelo MATLAB para desenvolvimento da interface gráfica

Figura 16. Interface Gráfica construída



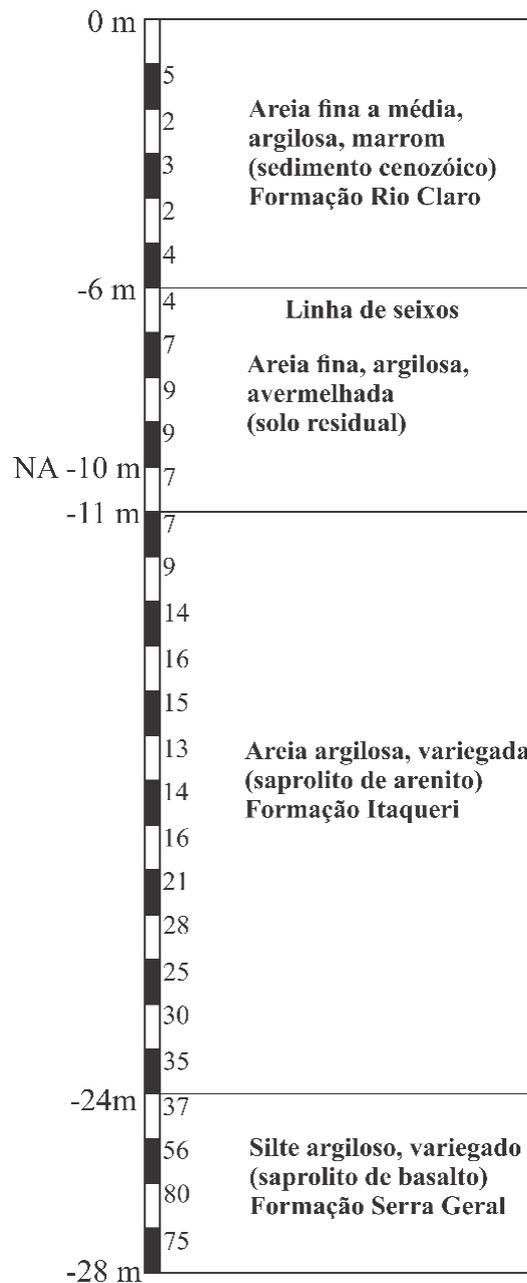
Na parte de resultados, o usuário tem a disposição os valores de resistência lateral, resistência de ponta, recalque elástico, recalque do solo, recalque total, carga admissível, capacidade de carga, a curva *carga x deslocamento* e erro relativo. Esse último é obtido somente quando o valor do ensaio de prova de carga é conhecido.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para testar o funcionamento do código foi utilizado a comparação dos valores aferidos pelo *software* com os valores obtidos pelo cálculo manual para o perfil de solo.

O perfil adotado (figura 17) foi retirado do livro Fundações por Estacas de José Carlos A. Cintra e Nelson Aoki, pág. 37, cujos dados para cálculo encontram-se dispostos na tabela 9.

Figura 17. Perfil representativo com valores de N_{SPT}



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 9. Dados utilizados para cálculo

Diâmetro (m)	0,33
Carga de catálogo (kN)	750
Comprimento do fuste (m)	12
Módulo de elasticidade do material que compõe a estaca (concreto) (GPa)	28
Número de camadas que compõem o perfil	4
Profundidade do perfil (m)	28
Cota em que a ponta está locada (m)	-13
Nível de água (m)	-10

Além desses dados, foi retirado diretamente da imagem do perfil de solos (figura 17), os valores de índice de resistência a penetração, espessura e tipo de solo que compõe cada camada do maciço para alimentação do programa. Cabe destacar que no programa são inseridos os valores dos módulos de cota em que a ponta está locada e nível de água, ou seja, o programa considera para cálculo o eixo z positivo para baixo. Na tabela 10 encontra-se dispostos todos os valores de índice de resistência a penetração para o dado perfil.

Tabela 10. Índice de resistência a penetração por camada do perfil em análise

Camada	N_{SPT}
Camada 1	5, 2, 3, 2, 4
Camada 2	4, 7, 9, 9, 7
Camada 3	7, 9, 14, 16, 15, 13, 14, 16, 21, 28, 25, 30, 35
Camada 4	37, 56, 80, 75

5.1 USO DA INTERFACE DESENVOLVIDA PARA OBTENÇÃO DOS VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA, RECALQUE E CURVA *CARGA X DESLOCAMENTO*

O funcionamento do programa se dá com a inserção dos dados de entrada que ocorre da seguinte forma:

- a) Com o programa aberto, o usuário informa as características do elemento estrutural, que são: diâmetro da estaca, comprimento do fuste, número de camadas do perfil geotécnico, nível de água e módulo de elasticidade do material

que compõe a estaca (figura 18). Cabe destacar que o separador de casas decimais utilizado é o ponto;

Figura 18. Dados de entrada do programa

Diâmetro da estaca (m)

Comprimento da estaca (m)

Número de camadas do perfil de solo

Nível de água (m)

Módulo de Elasticidade do material da estaca (kPa)

	Espessura (m)	Tipo de solo
1		

	Nspt
1	

Erro relativo da capacidade de carga em comparação com o valor obtido durante a prova de carga

Resultado da prova de carga (kN)

Erro relativo (%)

- b) Ao inserir o número de camada do perfil geotécnico, o programa libera os campos para inserção do tipo de solo por camada; e ao clicar no campo “Inserir informações das camadas” automaticamente abre uma janela com os tipos de solo e seu respectivo índice (figura 19), sendo que o valor de índice correspondente a determinado tipo de solo que é utilizado para preencher a coluna da tabela “Tipo de solo” na interface gráfica do programa (figura 20).

Figura 19. Janela dos tipos de solo

	Índice
Areia	1
Areia siltosa	2
Areia siltoargilosa	3
Areia argilosa	4
Areia argilossiltosa	5
Silte	6
Silte arenoso	7
Silte arenoargiloso	8
Silte argiloso	9
Silte argiloarenoso	10
Argila	11
Argila arenosa	12
Argila arenossiltosa	13
Argila siltosa	14
Argila siltoarenosa	15

Figura 20. Informações do tipo de solo que compõem o perfil

	Espessura (m)	Tipo de solo
1	6	4
2	5	4
3	13	4
4	4	9

Inserir valores de NSPT

	Nspt
1	
2	
3	
4	
5	

Erro relativo da capacidade de carga em comparação com o valor obtido durante a prova de carga

Resultado da prova de carga (kN)

Erro relativo (%)

- c) Com os valores de espessura da camada e tipo de solo informado, deve-se clicar no campo “Inserir valores de NSPT” que libera o preenchimento da coluna do índice de resistência a penetração (figura 21).

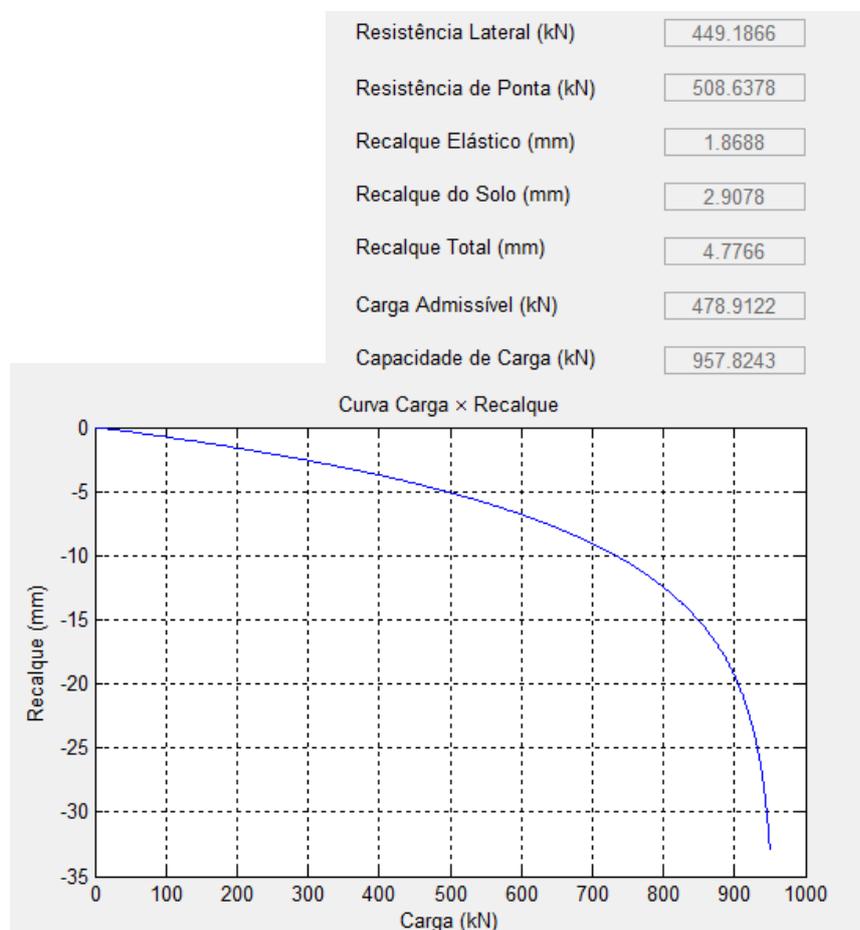
Figura 21. Preenchimento da coluna índice de resistência a penetração

	Espessura (m)	Tipo de solo
1	6	4
2	5	4
3	13	4
4	4	9

	Nspt
23	35
24	37
25	56
26	80
27	75

- d) Em seguida, clica-se no botão “Calcular”, e então, os valores de capacidade de carga, resistência por atrito lateral e resistência de ponta são calculados pelo método de Aoki-Velloso (1975) e os valores de recalque elástico, do solo e total são obtidos pela metodologia adaptada de Aoki (1979). Junto como esses valores é gerada a curva *carga x deslocamento*, conforme observado na figura 22.

Figura 22. Capacidade de carga, recalque e curva *carga x deslocamento*



- e) Vale ressaltar, que não foi calculado o erro, uma vez que não foi informado o valor do ensaio de prova de carga para o perfil em análise. Supondo que o valor do ensaio de prova fosse de 1100 kN, ao inserir esse valor no campo, conforme figura 23, seria obtido um valor de erro relativo de 12,93 %.

Figura 23. Cálculo do erro relativo

Erro relativo da capacidade de carga em comparação com o valor obtido durante a prova de carga

Resultado da prova de carga (kN)

Erro relativo (%)

No programa, o cálculo do erro relativo (ER) é feito por meio da relação exposta na equação 32, considerando o valor real como o valor obtido no ensaio da prova de carga comparado com o valor encontrado pelo o programa para a capacidade de carga.

$$ER = \frac{|valor\ real - valor\ encontrado|}{valor\ real} \cdot 100\% \quad (32)$$

A figura 24 apresenta a imagem completa da tela do programa para o exemplo em análise.

Figura 24. Tela do programa com os dados do perfil em análise

CCeRC

Ferramenta de cálculo de capacidade de carga e recalque em estacas pré-moldadas de concreto

Diâmetro da estaca (m)

Comprimento da estaca (m)

Número de camadas do perfil de solo

Nível de água (m)

Módulo de Elasticidade do material da estaca (kPa)

Espeçura (m)	Tipo de solo
1	6
2	5
3	13
4	4

	Nspt
23	35
24	37
25	56
26	80
27	75

Resistência Lateral (kN)

Resistência de Ponta (kN)

Recalque Elástico (mm)

Recalque do Solo (mm)

Recalque Total (mm)

Carga Admissível (kN)

Capacidade de Carga (kN)

Curva Carga x Recalque

Erro relativo da capacidade de carga em comparação com o valor obtido durante a prova de carga

Resultado da prova de carga (kN)

Erro relativo (%)

No desenvolvimento da rotina foram usados vetores dependentes do comprimento do fuste, da espessura das camadas do maciço e do nível de água, esses valores devem ser essencialmente inteiros, caso contrário, o programa emitirá erro, sendo necessário inserir valores válidos para o cálculo da capacidade de carga e recalque pelo programa, isso dado o software utilizado (MATLAB) e as características da rotina desenvolvida.

Além disso, cabe destacar que o programa é específico para estacas de seção transversal cheia.

5.2 COMPARANDO OS VALORES OBTIDOS COM OS RESULTADOS DO CÁLCULO MANUAL

- Fatores de Correção

Utilizando o método desenvolvido por Aoki e Velloso (1975), para o cálculo da capacidade de carga, inicialmente foram aferidos os fatores de correção.

Por se tratar de uma estaca pré-moldada, as expressões utilizadas são as presentes na linha 4 da tabela 2.

$$F1 = 1 + \frac{D}{0,8} = 1 + \frac{0,33}{0,8} = 1,41$$

$$F1 = 2F1 = 2.82$$

- Resistência lateral

O cálculo da resistência lateral total deve ser obtido por meio do somatório das resistências laterais para cada camada do perfil por onde o fuste da estaca passa, conforme elucidado na equação 12. Em que os valores de K e α empregados são oriundos da tabela 3.

$$Rl1 = \frac{0,03.600.3,2. \pi. 0,33.5}{2,82} = 105,87 \text{ kPa}$$

$$Rl2 = \frac{0,03.600.7,2. \pi. 0,33.5}{2,82} = 238,22 \text{ kPa}$$

$$Rl3 = \frac{0,03.600.8. \pi. 0,33.2}{2,82} = 105,87$$

$$Rl = 105,87 + 238,22 + 105,87 = 453,96 \text{ kPa}$$

- Resistência de ponta

O valor da resistência de ponta para a estaca em estudo é obtido pela equação 13, que analisa a resistência do solo onde a ponta está apoiada, utilizando o valor de K presente na tabela 3.

$$R_p = \frac{600 \cdot 14 \cdot \pi \cdot 0,33^2}{1,41 \cdot 4} = 509,53 \text{ kPa}$$

- Capacidade de carga

Como os valores de resistências lateral e de ponta conhecidos deve-se fazer o somatório dos dois e aferir o valor da capacidade de carga, conforme equação 14.

$$R = 453,96 + 509,53 = 963,49 \text{ kPa}$$

- Carga admissível

Usando o fator de segurança igual a 2 e a equação 20, tem-se que a carga admissível é:

$$P_a = 481,74 \text{ kPa}$$

Os valores calculados manualmente foram truncados de forma que fossem expressos com apenas duas casas decimais. Isso ocasionou uma pequena diferença com os valores encontrados pela rotina, na qual não foi colocado nenhum limitador de casas decimais. As mesmas análises feitas para a capacidade de carga e a carga admissível foram feitas para o recalque, encontrando basicamente os mesmos valores obtidos pelo código.

Dessa forma, o programa pode ser considerado validado e pronto para uso, uma vez que, os valores calculados pelo programa conferem com os valores calculados manualmente. Salienta-se que, além da análise exemplificada nesse trabalho, outros testes foram feitos com diferentes perfis de solo, comprimento do fuste e diâmetro de estaca para validar seu uso.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os elementos de fundações têm como função suportar e transmitir ao solo as solicitações oriundas da superestrutura. Para que isso ocorra, o dimensionamento destes elementos deve ser feito de modo que a capacidade de carga do solo e do elemento de fundação não sejam atingidas e ainda, que não haja deformações ou deslocamentos excessivos do conjunto. A determinação da capacidade de carga e de recalque dos solos é um dos desafios da engenharia geotécnica, visto que o solo apresenta camadas heterogêneas e singularidades em regiões distintas dentro de uma mesma área, por isso o dimensionamento deve ser feito de modo a atender padrões de qualidade e durabilidade.

Como mencionado, na internet existem uma gama de planilhas eletrônicas e softwares que executam esses cálculos, mas a maioria são pagos ou em outros idiomas, a referida ferramenta apresentada nesse trabalho tem por intuito auxiliar no processo de aprendizagem dos discentes, uma vez que eles poderão usá-la para solucionar e conferir respostas de uma dada situação. Essa também pode ser usada por profissionais para ratificar resultados de outros programas, de cálculos manuais e até mesmo compará-los com ensaios de prova de carga.

A ferramenta desenvolvida neste trabalho ainda deve ser melhorada para liberação gratuita ao público, já que, por ter seu código dividido em módulos, a rotina pode ser facilmente editada, acrescentando novos métodos de cálculo de capacidade de carga e de recalque nas suas versões futuras para os mais variados tipos de estaca.

A rotina computacional criada foi específica para estacas cilíndricas pré-moldadas de concreto, sendo as fórmulas da área da seção transversal, fator de correção (F1) e módulo de deformabilidade do solo (E_o) utilizadas no desenvolvimento do algoritmo específicas para essas características. Tais simplificações podem facilmente ser removidas, melhorando a amplitude de aplicação da rotina desenvolvida.

Como o algoritmo do programa também será liberado, os próprios usuários poderão modificar e ampliar diversas funções presente no código original, o que contribui para o melhoramento e testes constantes do código, além de promover o uso de programas na área de geotecnia.

Como testado no trabalho, os valores apresentados no programa foram compatíveis com os valores calculados manualmente, validando assim, o uso do código computacional para tal fim, atingindo dessa forma, os objetivos pelos quais a rotina foi desenvolvida. O desenvolvimento de programas desse tipo traz consigo praticidade e comodidade, mas como todo e qualquer programa, requer ainda a análise crítica e conferência do seu usuário para

emprego dos seus valores, uma vez que, o programa não exime da pessoa as responsabilidades no dimensionamento e na segurança do elemento estrutural.

Sugestão de trabalhos futuros:

- a) Implementar na rotina um algoritmo que tenha como entrada os valores obtidos no ensaio CPT;
- b) Desenvolver um programa para estacas com seções variadas e materiais distintos;
- c) Desenvolver uma rotina em que o usuário possa escolher a equação da curva *carga x deslocamento* utilizada;
- d) Adicionar à rotina computacional, um código que insira o diagrama de esforço normal na estaca;
- e) Expandir a quantidade de métodos para cálculo de capacidade de carga e recalque utilizados pela rotina, o que dá aos usuários opções de valores para avaliar e dimensionar uma estaca.
- f) Permitir a exportação dos dados em formato de relatórios em extensão PDF e planilhas XLS.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. **Exercício de fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**: uma introdução ao controle de qualidade em fundações. São Paulo: Blucher, 1991.
- ALVES, R. D. F. **Estudo da previsão da carga de ruptura de estacas pré-moldadas de concreto**. 2014. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2014.
- AMANCIO, L. B. **Previsão de recalques em fundações profundas utilizando redes neurais artificiais do tipo perceptron**. 2013. 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.
- AOKI, N.; ALONSO, U. R. Previsão e Comprovação da Carga Admissível de estacas. **Revista do Instituto de Engenharia**, n. 496, p. 17-26, 1993.
- AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. Carga admissível e carga característica de fundações por estaca. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 23, n. 2, p. 137-142, ago. 2000.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. Na approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975. v.5, p. 372-388.
- 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 13208**: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- AVELINO, J. D. **Análise de desempenho de estacas de fundação em um terreno com presença de solos moles**. 2006. 119 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- ÁVILA, I. A. **Análise do comportamento de estacas metálicas cravadas na bacia de Taubaté através de provas de carga dinâmica de energia crescente**. 2001. 162 p.

Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

BARROS, N. B. F. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua.** 2012. 252 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

BRAGA, V. D. F. **Estudo dos tipos de fundações de edifícios de múltiplos pavimentos na região metropolitana de Fortaleza.** 2009. 70 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

BRANCO, C. J. M. C. **Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada.** 2006. 217 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 2.** 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

CASTRO, R. M. **Uso da planilha Excel para estimativa de recalques diferenciais em fundações superficiais.** 2010. 67 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2010.

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

COSTA, E. C.; MORO, G. B.; BARONI, M. Desenvolvimento de software para cálculo da capacidade de carga de fundações profundas. In: Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, 8., 2015, São Leopoldo. **Anais...** São Leopoldo: UNISINOS, 2015.

CRAIG, R. F. **Craig, mecânica dos solos.** Tradução: Amir Kurban. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, v. 20, 1996, 10 p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-54.

FERREIRA, A. M.; GONÇALVES, T. V. A. Estacas cravadas pré-moldada de concreto: procedimentos para escolha e execução. **Revista Pensar Engenharia**, v. 2, n. 1, jan. 2014.

FERREIRA, T. R.; DELALIBERA, R. G.; SILVA, W. A. Rotina computacional para a previsão da capacidade de carga em estacas. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 8, n. 3, p. 38-50, jun. 2014.

- GUIMARÃES, G. S. **Fundações em presença de solos moles - Análise de caso**. 2003. 50 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2003.
- JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007.
- JORGE, J. P. S. **Projecto de fundações por estacas de uma grande unidade industrial**. 2008. 408 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.
- LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. 2012. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.
- LINHARES, J. A. S. **Jsoil: uma ferramenta web para estimativa de capacidade de carga de estacas**. 2016. 34 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.
- LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas de hélice contínua via provas de carga**. 2005. 243 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005.
- MARCHEZINI, S. F. **Comparação entre métodos estáticos e dinâmicos de previsão de capacidade de carga em estacas assentes em solo tropical**. 2013. 171 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2013.
- MEDRANO, M. L. O. **Avaliação de métodos dinâmicos baseados em nega e repique elástico: estudo de caso**. 2014. 236 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.
- MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.
- MORAES, L. S. **Prova de carga dinâmica em placa**. 2005. 144 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

- MOTA, N. M. B. **Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília:** interpretação e aplicação em projetos de fundação. 2003. 335 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2003.
- MUNDIM, D. P. R.; CRUVINEL, E.; CAVALCANTI, M. **Implementação de uma ferramenta numérica para previsão de recalques em sapatas.** 2014. 61 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.
- NEVES, L. F. S. **Metodologia para a determinação da eficiência do ensaio SPT através de prova de carga estática sobre o amostrador padrão.** 2004. 111 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- NOREÑA, P. C. T. **Estimativa da eficiência do ensaio SPT através da execução da prova de carga estática sobre o amostrador.** 2010. 197 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- PEDREIRA, L. S.; PACHECO, T. M. Programa para cálculo de capacidade de carga e dimensionamento estrutural de estacas. In: Seminário Estudantil de Produção Acadêmica, 15., 2016, Feira de Santana. **Anais...** Feira de Santana, UNIFACS, 2016.
- PINTO, C. S. **Curso básico de Mecânica dos solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- REBELLO, Y. C. P. **Fundações:** guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 4. ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008.
- RUBIN, A. B. **Previsão da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua.** 2016. 92 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.
- SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- SILVA, T. M. **Ensaio de carregamento dinâmico em estacas no Complexo de Suape.** 2011. 76 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2011.
- TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: Seminário de Engenharia de fundações especiais e geotecnia, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1. p. 33-50.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** 3 ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1996.

VARGAS, M. Provas de carga em estacas: uma apreciação histórica. **Revista da DIRENG**, n. 4, p. 33-39, maio de 1993.

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