



**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO
TOCANTINS**

CAMPUS PALMAS

CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL

JARYD MATIAS CARDOSO

**DESENVOLVIMENTO DE APLICAÇÃO COMPUTACIONAL PARA
DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

PALMAS

2019

JARYD MATIAS CARDOSO

**DESENVOLVIMENTO DE APLICAÇÃO COMPUTACIONAL PARA
DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel no Curso Superior de Engenheiro Civil do Instituto Federal do Tocantins, Campus Palmas.

Orientador: Me. Cleber Decarli de Assis

PALMAS

2019

JARYD MATIAS CARDOSO

**DESENVOLVIMENTO DE APLICAÇÃO COMPUTACIONAL PARA
DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Coordenação do curso de Engenharia Civil
Instituto Federal do Tocantins - Campus
Palmas, como exigência à obtenção do grau em
Engenheiro Civil.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA AVALIADORA

Me. Cleber Decarli de Assis
Orientador

Me Alexandre Cerqueira de Jesus

Dra. Talita Caroline Miranda

DEDICATÓRIA

A minha Família e a Deus, que nos criou e foi criativo nesta tarefa. Seu fôlego de vida em mim me foi sustento e me deu coragem para questionar realidades e propor sempre um novo mundo de possibilidades.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Me. Cleber Decarli, pela sabedoria com que me guiou nesta trajetória. Assim como todos os professores da área de construção civil e informática que contribuíram direto e indiretamente no desenvolvimento deste trabalho e toda minha formação acadêmica.

Agradeço aos meus pais, Leonilia Matias e Divino Darley, que desde sempre colocam minha educação em primeiro lugar. Sem eles, não teria chegado até aqui. Muito obrigado.

Gostaria de deixar registrado também, o meu reconhecimento à minha família em geral, pois acredito que sem o apoio deles seria muito difícil vencer esse desafio.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização desta pesquisa.

*Quando alimentamos mais a nossa coragem do que os nossos
medos, passamos a derrubar muros e a construir pontes.*
Ligia Guerra

RESUMO

CARDOSO, Jaryd Matias. **Desenvolvimento de aplicação computacional para determinação da capacidade de carga em fundações profundas**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso – Bacharelado em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins. Palmas, 2018.

Variados serviços do ramo da Engenharia Civil utilizam-se dos recursos computacionais disponíveis para otimizar diversos processos de cálculo, estruturais ou de gestão. Entretanto, essas ferramentas aplicadas a geotecnia mais especificadamente a engenharia de fundações, que tem como maior desafio a previsão de capacidade de carga dos solos, ainda são escassas e demandam altos investimentos. Nesse sentido, a fim de auxiliar a tomada de decisão no dimensionamento de fundações profundas é proposto no presente trabalho a programação de um aplicativo, onde é possível estimar a capacidade de carga com base nos métodos semi-empíricos de cálculo: Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Desse modo realizou-se uma revisão na literatura dos métodos que foram implementados e das tecnologias pertinentes a programação da ferramenta. O *software* será composto por um executável leve e apresentará uma interface amigável onde o usuário poderá acessar a aplicação, inserir os dados do perfil geotécnico e características da estaca, a fim de obter automaticamente o valor da estimativa da capacidade de carga além de informações extra de quantitativo mínimo de estacas. A ferramenta foi desenvolvida na linguagem C# (CSHARP) sem a necessidade de integração de banco de dados. Como resultado desta pesquisa, comparam-se os valores das estimativas da capacidade de carga retornados pelo aplicativo e os apresentados na literatura.

Palavras-chave: Aplicação. Capacidade de Carga. Fundações. Métodos Semi-empíricos. Software.

ABSTRACT

CARDOSO, Jaryd Matias. **Development of computational application for determination of load capacity in deep foundations**. 2018. Course Completion Work - Bachelor of Civil Engineering - Federal Institute of Education, Science and Technology of Tocantins. Palmas, 2018.

Several Civil Engineering services use the available computational resources to optimize various calculation, structural or management processes. However, these tools applied to geotechnics more specifically the foundations engineering, which has the greatest challenge in predicting soil loading capacity, are still scarce and require high investments. In this sense, in order to aid decision-making in the design of deep foundations, it is proposed in the present work the programming of an application, where it is possible to estimate the load capacity based on the semi-empirical calculation methods: Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma. In this way, a literature review of the methods that were implemented and of the technologies pertinent to the programming of the tool was carried out. The software will be composed of a lightweight executable and will present a user-friendly interface where the user will be able to access the application, insert the data of the geotechnical profile and characteristics of the stake, in order to automatically obtain the value of the estimate of the load capacity besides extra information of quantitative minimum of cuttings. The tool was developed in C # language (CSHARP) without the need for database integration. Because of this research, the values of the load capacity estimates returned by the application and those presented in the literature are compared.

Keywords: Application. Load capacity. Foundations. Semi-empirical methods. Software.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores K e α para o método de Aoki-Velloso	35
Tabela 2 - Valores de $F1$ e $F2$ para o método de Aoki-Velloso	36
Tabela 3 - Valores de α_2 e β para o método de Décourt-Quaresma.....	38
Tabela 4 - Valores de K_2 para o método de Décourt-Quaresma.....	38
Tabela 5 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Hélice Continua - 20cm).....	68
Tabela 6 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Hélice Continua - 20cm).....	69
Tabela 7 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Hélice Continua - 30cm).....	70
Tabela 8 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Hélice Continua - 30cm).....	71
Tabela 9 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Hélice Continua - 40cm).....	72
Tabela 10 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Hélice Continua - 40cm).....	73
Tabela 11 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Hélice Continua - 50cm).....	74
Tabela 12 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Hélice Continua - 50cm).....	75
Tabela 13 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Estaca Raiz - 60cm)	76
Tabela 14 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Estaca Raiz - 60cm)	77
Tabela 15 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Estaca Raiz - 70cm)	78
Tabela 16 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Estaca Raiz - 70cm)	79
Tabela 17 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Estaca Raiz - 80cm)	80
Tabela 18 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Estaca Raiz - 80cm)	81

Tabela 19 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Estaca Raiz - 90cm)	82
Tabela 20 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Estaca Raiz - 90cm)	83

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Percentual de Software por área de atividade na engenharia civil	11
Figura 2 - Recomendações para Locação de Sondagens.....	15
Figura 3 – Esquema de Aparelhagem de ensaio SPT.....	17
Figura 4 - Laudo de sondagem de ensaio SPT	19
Figura 5 - Tipos de Estacas	21
Figura 6 - Esquema de execução de estacas tipo Franki	23
Figura 7 - Etapas de execução de estacas tipo Franki	23
Figura 8 - Seções típicas de estacas metálicas.....	25
Figura 9 - Execução de estaca hélice contínua.....	28
Figura 10 - Processo executivo estaca raiz.....	29
Figura 11 - Processo executivo estaca Strauss	31
Figura 12 - Curva carga-recalque de uma fundação em um dado terreno.....	32
Figura 13 - Ilustração metodológica macro.....	43
Figura 14 – Fluxograma geral da metodologia.....	43
Figura 15 - Ciclo de vida do software	45
Figura 16 - Esquema da Metodologia do Desenvolvimento do Software.....	45
Figura 17 - Fluxograma de funcionamento do Software.....	48
Figura 18 - Tela inicial da aplicação	49
Figura 19 - Tela principal da aplicação	50
Figura 20 - Painel de entrada de dados referentes a sondagem.....	51
Figura 21 - Painel de Notificação do intervalo de valores de NSPT.....	51
Figura 22 - Painel de entradas de dados referentes as informações da fundação.....	52
Figura 23 - Tipos de estacas disponíveis na aplicação	52
Figura 24 - Tela de erro de dados de entradas insuficientes.....	53
Figura 25 - Tela de alerta do coeficiente de segurança	53
Figura 26 - Tela de alerta da profundidade de assentamento	54
Figura 27 - Painel de saída de resultados do Software	55
Figura 28 - Exemplo de saída de dados no software	55
Figura 29 - Comparativo de carga admissível da Condição 1 para o Método de Aoki-Velloso (Profundidade de 0 a 17m)	57
Figura 30 - Comparativo de carga admissível da Condição 1 para o Método de Décourt-Quaresma (Profundidade de 0 a 17m)	57

Figura 31 - Análise Comparativa dos resultados obtidos pela Condição 1	58
Figura 32 - Comparativo de carga admissível da Condição 2 para o Método de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma (Profundidade de 0 a 17m)	59
Figura 33 - Análise Comparativa dos resultados obtidos pela Condição 2	60
Figura 34 - Laudo de sondagem utilizado para o dimensionamento da Condição 1	84
Figura 35 - Laudo de sondagem utilizado para o dimensionamento da Condição 2	85
Fotografia 1 - Processo de execução do Ensaio SPT	17
Fotografia 2 - Processo executivo estacas pré-moldadas de concreto	26
Quadro 1 - Requisitos para elaboração de um programa de investigação	14

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

A_p	Área da seção transversal da ponta da estaca
r_L	Atrito unitário de cada segmento de estaca
Q_{adm}	Capacidade de carga admissível
Q_r	Capacidade de carga de ruptura
Q_{seg}	Capacidade de carga de segurança à ruptura
K	Coeficiente característico do solo para o método Aoki-Velloso
K_2	Coeficiente característico do solo para o método Décourt-Quaresma
α	Coeficiente da razão de atrito
α_2	Coeficiente de ponderação de ponta
β	Coeficiente de ponderação lateral
Δ_L	Comprimento de cada segmento de estaca
F_S	Fator de segurança para carga admissível
F_1	Fator de correção para resistência de ponta
F_2	Fator de correção para resistência lateral
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração do amostrador padrão
N_L	Índice médio N_{SPT} camada de solo
N_P	Índice N_{SPT} na cota de apoio da ponta da estaca
U	Perímetro da superfície lateral da estaca
r_P	Resistencia de ponta da estaca
R_P	Resistencia de ponta total da estaca
R_L	Resistencia lateral total da estaca

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	8
2	PROBLEMA DE PESQUISA.....	9
3	JUSTIFICATIVA	10
4	OBJETIVOS	12
4.1	Objetivo Geral	12
4.2	Objetivos Específicos	12
5	REVISÃO DE LITERATURA.....	13
5.1	Definição de Estruturas de Fundação	13
5.2	Investigação do Solo.....	13
5.2.1	Métodos de investigação do Subsolo.....	16
5.2.1.1	Ensaio Standard Penetration Test – SPT	16
5.3	Fundações Profundas	19
5.3.1	Definição.....	19
5.3.2	Tipos de Estacas	20
5.3.2.1	Estacas Cravadas de Grande e Pequeno Deslocamento	22
5.3.2.1.1	Estacas Franki	22
5.3.2.1.2	Estacas Metálicas	24
5.3.2.1.3	Estacas Pré-Moldadas de Concreto	25
5.3.2.2	Estacas Escavadas - Sem Deslocamento	27
5.3.2.2.1	Estacas Hélice Contínua	27
5.3.2.2.2	Estacas Raiz	28
5.3.2.2.3	Estacas Strauss	30
5.4	Capacidade de carga em fundações profundas	31
5.5	Métodos de cálculo da capacidade de carga de fundações profundas	33
5.5.1	Método de Aoki-Velloso (1975).....	34
5.5.2	Método de Décourt-Quaresma (1978 e 1996)	37
5.6	Informática Aplicada a Geotecnia	39
5.7	Tecnologias envolvidas no desenvolvimento do aplicativo	40
5.7.1	Linguagem de Programação	40
5.7.1.1	C# (Csharp)	41
6	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	42

6.1	Revisão de Literatura	43
6.2	Desenvolvimento do <i>Software</i>	44
6.2.1	Levantamento e Análise de requisitos	46
6.2.2	Projeto	46
6.2.3	Implementação	46
6.2.4	Testes de Validação	46
6.2.5	Implantação	47
6.3	Análise dos Resultados	47
7	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	47
7.1	CivilSoft - Fundações Profundas (Capacidade de Carga)	48
7.2	Validação dos resultados pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.....	56
7.3	Teste de aceitação	61
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	62
8.1	Quanto a eficiência do <i>software</i> desenvolvido	62
8.2	Quanto as dificuldades e limitações encontradas para realização da pesquisa.....	63
8.3	Quanto a sugestões de trabalhos futuros.....	64
	REFERÊNCIAS	65
	APÊNDICE A – Exemplo modelo de calculo de capacidade de carga	69
	APÊNDICE B – Validação do <i>software</i> para a Condição 1	68
	APÊNDICE C – Validação do <i>software</i> para a Condição 2.....	76
	ANEXO A – Laudo de sondagem 1.....	84
	ANEXO B - Laudo de sondagem 2	85

1 INTRODUÇÃO

As fundações estão presentes em todas as edificações e a elas cabem a função de transmitir ao solo os esforços provenientes de ações verticais e horizontais que a estrutura está submetida. Nesse contexto, cada solo resiste às solicitações impostas de uma maneira diferente, conforme as suas propriedades e o mecanismo de fundação. Com a grande variabilidade de hipóteses que envolvem a determinação da capacidade de carga das fundações profundas o uso das tecnologias de informação são uma solução inteligente para otimizar os processos de cálculos desse problema considerado o principal desafio da engenharia de fundações.

Com a grande diversidade de solos existentes e o fato de estes se apresentarem quase sempre estratificados, é difícil estabelecer uma análise completa e exata do comportamento que o solo, sobre o qual se construirá, irá mostrar. Em virtude disso, existem diversos tipos de fundações para a transmissão dos esforços solicitantes ao solo e uma dessas tipologias são as fundações profundas por estacas. Desse modo, pode-se afirmar, conforme Velloso e Lopes (2010), que o ramo das fundações exige muita experiência por parte do engenheiro civil.

Em conformidade com a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010), as estacas são elementos de fundação profunda executados inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. A transmissão desse tipo de fundação ao solo se dá por meio da base (resistência de ponta) ou de sua superfície lateral (resistência de fuste) ou de uma combinação das duas. Sua ponta deve estar assentada em profundidade de no mínimo três metros.

Nesse âmbito, as fundações podem ser consideradas a parte mais importante da estrutura, ainda mais que as construções estão cada vez mais verticais demandando a implantações de fundações profundas para o encontro de um solo apropriado. É sempre importante possuir uma grande gama de informações sobre as características do subsolo e sobre as cargas da estrutura para que não haja equívocos no projeto. Desse modo, devido às incertezas do solo que atua junto à fundação faz necessário o emprego de diversos fatores de segurança para determinação da capacidade de carga, os quais podem ser unidos em um único coeficiente chamado de fator de segurança global. A NBR 6122 (ABNT, 2010) traz duas possibilidades para determinação desses coeficientes através das provas de carga ou pela utilização dos métodos estatísticos semi-empíricos na qual serão o principal objeto de estudo desse trabalho.

Dois métodos semi-empíricos brasileiros se destacam na obtenção da capacidade de carga de estacas: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978 e 1996) e os quais são aplicáveis em posse dos dados obtidos no ensaio *Standard Penetration Test* (SPT). O ensaio SPT é uma das formas mais utilizadas para o reconhecimento do solo no Brasil e no mundo, e se caracteriza por uma das formas de investigação geotécnica determinada pela NBR 6122 (ABNT, 2010) como etapa obrigatória para o dimensionamento de fundações e que segundo Schinaid e Odebrecht:

O *Standard Penetration Test* (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. Ele serve como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2009, p.23)

Os métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga dos solos em fundações profundas, contam com diferentes valores tabelados e são repetitivos, o que torna a variação de parâmetros muito trabalhosa. Com o surgimento das novas tecnologias no ramo da tecnologia da informação, é fundamental que diversas atividades do ramo da Engenharia Civil aproveitem estes recursos para otimizar diversos processos de cálculo, construtivos ou de gestão. A criação de uma rotina computacional que abranja os dois métodos que mais se destacam na literatura brasileira: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978 e 1996). É indispensável para a obtenção de soluções rápidas e econômicas no dimensionamento de fundações por estacas.

Fica evidente, portanto, que Velloso e Lopes estão certos quanto à frase supracitada, a experiência conta muito na área de fundações. Nesse contexto, sabendo-se da dificuldade da elaboração de um bom projeto de fundações profundas, o maior desafio deste trabalho é desenvolver uma ferramenta computacional de qualidade, que possa ser utilizada tanto estudantes de graduação e engenheiros recém-formados quanto por engenheiros experientes em empresas especializadas, e que atuem na grande área das fundações.

2 PROBLEMA DE PESQUISA

No atual cenário mercadológico da construção civil, o uso de novas tecnologias é fundamental. O que antes era considerado um passo para a modernidade, hoje é uma

necessidade, artigo indispensável para que as companhias ou profissionais se destaquem ou continuem atuando no mercado. Nesse contexto, os engenheiros geotécnicos passaram a utilizar-se dos recursos tecnológicos para potencializar suas atividades de dimensionamento desde o uso das calculadoras para as atuais planilhas eletrônicas.

Nesse âmbito, geralmente os cálculos da capacidade de carga dos solos das fundações profundas são feitos por intermédios de planilhas eletrônicas. Entretanto, a utilização dessas ferramentas exige por parte dos usuários um alto domínio do *software* para que possam usufruir totalmente dos seus recursos. Desse modo, muitas das vezes geram retrabalhos aos usuários comuns e propiciam a erros por executarem muitas entradas de dados de “formas manuais”.

Nesse sentido, a pesquisa tem como base a automatização do processo de cálculo de capacidade de carga para fundações profundas através de uma aplicação computacional gratuita ainda inexistente no mercado baseado nos métodos estatísticos semi-empíricos já consagrados pela literatura nacional.

A principal problemática desse trabalho é norteadada pela seguinte pergunta: Como o desenvolvimento de *software* para o cálculo da capacidade de carga dos solos das fundações profundas pode substituir o uso de planilhas eletrônicas?

3 JUSTIFICATIVA

Historicamente, o ofício de construir evoluiu muito para atender as demandas militares, e a engenharia civil surgiu com a missão de aplicar estes avanços tecnológicos a favor da sociedade. A inovação está na raiz desta indústria e talvez por isso ela tenha tanta afinidade com o uso de *softwares*. Atualmente, a aplicação de um *software* para construção civil é parte do dia a dia da indústria, os aplicativos CAD já substituíram a prancheta há algum tempo, mas ainda podemos ganhar muito em produtividade e assertividade apoiando outras atividades com o uso de ferramentas de *software* e uma delas certamente é o ramo que compreende a geotecnia e a engenharia de fundações.

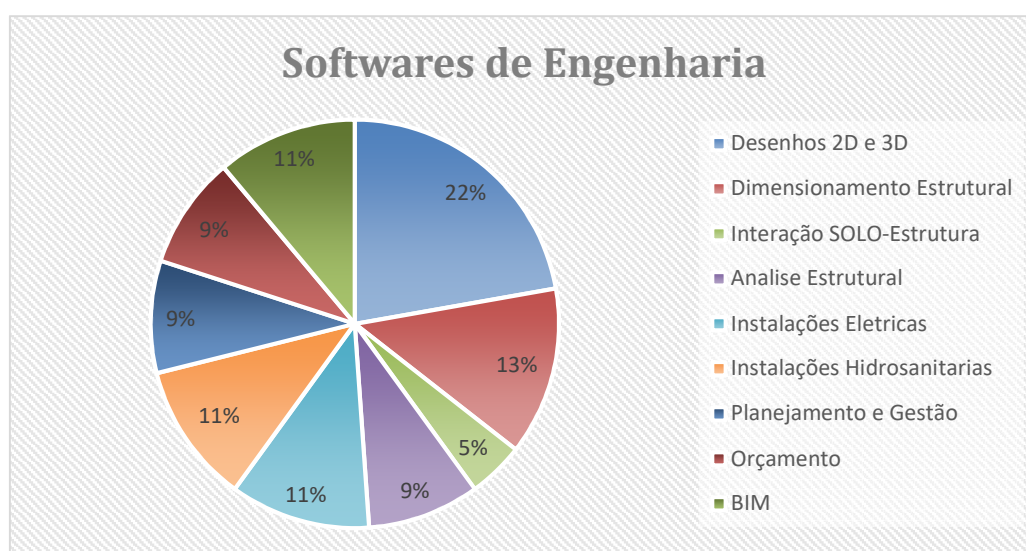
Os projetos de engenharia devem ser realizados de forma eficiente, visando a segurança, a economia e, ao mesmo tempo, a rapidez e facilidade na execução. Na área de fundações profundas não é diferente. Várias análises referentes ao solo e ao tipo de fundação são necessárias para a escolha da solução mais viável. Alia-se a isso a necessidade de experiência

por parte do projetista devido à variabilidade comportamental dos solos de região para região e os diversos métodos de dimensionamento existentes.

O projeto de fundações, baseado na NBR 6122 (ABNT,2010), começa preliminarmente com o estudo do solo, que gerará relatórios de sondagem. A partir do conhecimento do solo, diversos fatores e coeficientes são ponderados para a melhor descrição do seu comportamento, quando submetido às tensões de construção. O tipo de estaca também influencia muito na elaboração do melhor projeto, as mesmas possuem parcelas de resistência tanto por atrito lateral como pela resistência ponta, existindo também fatores e coeficientes para as mesmas.

Nesse sentido, o dimensionamento de fundações profundas por estacas, é necessária a verificação da capacidade de carga individual das estacas. Essas verificações são longas e repetitivas, o que as tornam cansativas e propícias à erros. A utilização de *softwares* torna o processo mais ágil e menos suscetível a falhas. Entretanto, como base no levantamento dos principais sites¹ que tratam sobre o assunto e empresas de desenvolvimento de *softwares* apresentado na Figura 1, podemos nitidamente perceber a escassez de *softwares* adaptados a normativas nacionais para esse fim além de demandar altos investimentos.

Figura 1 - Percentual de *Software* por área de atividade na engenharia civil



Fonte: Elaborado pelo Autor.

¹ Disponível em: <<https://selecaoengenharia.com.br/blog/36-softwares-para-engenheiros-indispensaveis-para-sua-carreira/>>; <<https://constructapp.io/pt/melhores-softwares-para-engenharia-construcao-civil/>>; <<http://www.tqs.com.br/index.php/conheca-os-sistemas-cadtqs/sises-interacao-solo-estrutura>>; <<http://www.multipius.com/software/fundacao/>>; <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/fundacoes-e-estruturas-use-software-com-ise/>>; <<https://www.sitengenharia.com.br/condicoes.html>> Acesso em 16 jul. de 2018.

Torna-se evidente, portanto, que a elaboração de um projeto de fundações profundas necessita de uma análise criteriosa dos parâmetros do solo e do tipo de fundação. Desse modo, uma ferramenta que alie as informações necessárias dos principais tipos de solos com os principais tipos de fundações profundas, torna-se então, essencial para o desenvolvimento de projetos confiáveis, econômicos e rápidos.

4 OBJETIVOS

4.1 Objetivo Geral

Desenvolver uma ferramenta computacional para otimizar o processo de cálculo de capacidade de carga de fundações profundas, considerando a boa prática da engenharia civil e as normas pertinentes, através do dimensionamento automatizado de diferentes tipos de fundações indiretas a partir de laudos de sondagem SPT.

4.2 Objetivos Específicos

- Estudar o mecanismo de transferência de carga estaca-solo ao longo da profundidade para a fundação;
- Estudar os métodos semi-empíricos de estimativas da capacidade de carga em estacas;
- Auxiliar a programação, através de pesquisa bibliográfica, conhecimentos referentes ao dimensionamento de fundações profundas, características dos solos, características de estacas, coeficientes de segurança, recomendações das normas pertinentes.
- Trabalhar em conjunto na implementação, em linguagem C# de programação, das fórmulas e tabelas referentes aos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma para o cálculo da capacidade de carga de fundações profundas.
- Validar a ferramenta computacional, após sua conclusão, para diversas situações de solos e estacas, analisando de maneira crítica os resultados gerados.

5 REVISÃO DE LITERATURA

5.1 Definição de Estruturas de Fundação

Assim como prescreve a NBR 6122 (ABNT,2010) o termo fundação é utilizado para designar a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente seu próprio peso, o peso da superestrutura e qualquer outra força que atue sobre ela. A fundação é, portanto, o elemento de ligação entre a superestrutura e solo.

Segundo SPERNAU (2010), a escolha por um tipo de fundação deve se realizar mediante os seguintes aspectos:

- a) As cargas da estrutura devem ser transmitidas às camadas de terreno capazes de suportá-las sem rupturas;
- b) As deformações das camadas de solo subjacentes às fundações devem ser compatíveis com as da estrutura;
- c) A execução das fundações não deve causar danos a estrutura vizinha, como trincas por cravação de estacas ou alteração no nível do lençol freático;
- d) Ao lado do aspecto técnico, a escolha do tipo de fundação deve apresentar também viabilidade econômica.

5.2 Investigação do Solo

Na concepção de uma construção, inúmeros fatores devem ser observados para que ela seja considerada segura. A maior parte deles diz respeito aos aspectos estruturais, responsáveis pela estabilidade da edificação e consequentemente pela integridade das pessoas. Um processo essencial, mais que muitas vezes não recebe a devida atenção, é o de investigação do subsolo principalmente quando se trata de dimensionamento de fundações.

A investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas de fundações. Na medida em que o solo é o meio que vai suportar as cargas, sua identificação e a caracterização de seu comportamento são essenciais à solução de qualquer problema. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2015, p. 29)

Segundo Britto (1987, apud MARANGON, 2018, p. 1), fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal

projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada. Toda essa economia depende principalmente de um estudo completo do subsolo.

As investigações geotécnicas são compostas por uma fase de análise preliminar e por métodos de prospecção, estes conhecimentos podem ser adquiridos através de ensaios *in situ* ou de ensaios de laboratório, no entanto, Quaresma et al. (1998) afirmam que na prática, há predominância dos ensaios *in situ*. A exemplo, podemos citar o método de investigação do subsolo *in situ* mais utilizados e que será objeto de estudo neste trabalho o ensaio *Standard Penetration Test* (SPT).

Para uma adequada investigação geotécnica do subsolo o profissional deve se deter de um programa de investigação. De acordo com Velloso e Lopes (2010), para a definição de um programa de investigação, o projetista deve ter em mãos os seguintes itens mostrados no Quadro 1.

Quadro 1 - Requisitos para elaboração de um programa de investigação

Ordem	Item
1	A planta do terreno
2	Os dados sobre a estrutura a ser construída e sobre vizinhos que possam ser afetados pela obra
3	Informações geológicas e geotécnicas disponíveis sobre a área
4	Normas e códigos de obras locais.

Fonte: Adaptado pelo Autor de Velloso e Lopes (2010).

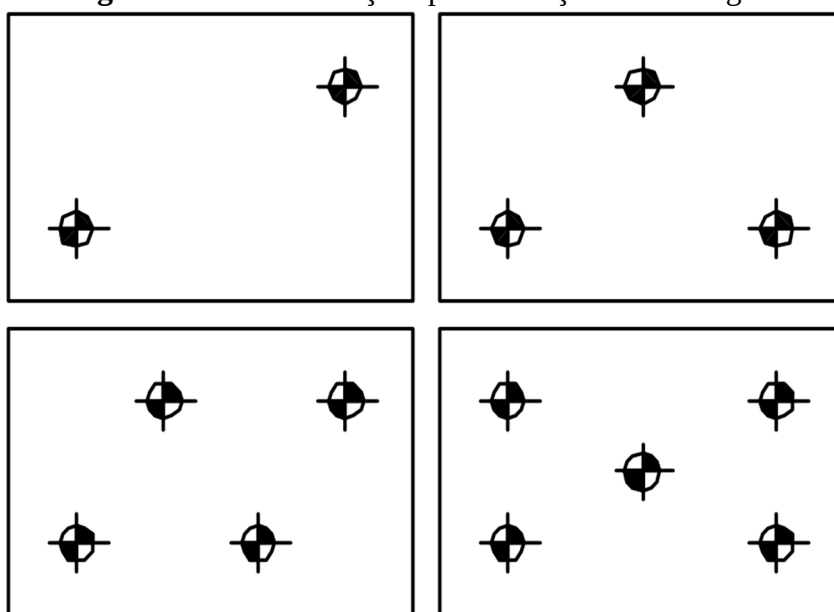
A programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios é normatizada pela NBR 8036 (ABNT,1983) e estipula que o número de sondagens deve ser, no mínimo, uma para cada 200m² de área de projeção em planta do edifício, até 1200m², que é a situação dos projetos que serão analisados neste trabalho. Para áreas entre 1200m² e 2400m², deve ser feita uma sondagem a cada 400m² que excederem os 1200 m². E sob qualquer circunstância o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) Dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m²;
- b) Três para área entre 200 m² e 400 m².

A normativa traz diretrizes importantes como, quando o número de sondagens for maior que três, elas não devem ser alinhadas. BUENO et al. (1985) recomenda que o posicionamento

dos furos de sondagem em planta seja realizado caracterizando o maior número de perfis estratigráficos possíveis, incluindo pelo menos dois furos por perfil. Assim quando o número de furos for superior a dois, os mesmos devem estar desalinhados, aumentando a probabilidade de se detectar mergulhos das camadas de solo, conforme recomendações da Figura 2.

Figura 2 - Recomendações para Locação de Sondagens



Fonte: Adaptado pelo Autor de BUENO et al. (1985).

A NBR 8036 (ABNT,1983) prescreve também que quanto à profundidade das sondagens, estas devem ser executadas até a cota onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, considerando que estas não sejam camadas questionáveis quanto à sua capacidade estrutural. As sondagens devem ser igualmente distribuídas por toda a área e devem ser definidas, também, levando em conta locais do terreno onde se concentrarão grandes cargas. No caso de a sondagem atingir rocha e não haver dúvida sobre a continuidade da camada, esta pode ser interrompida.

O reconhecimento das condições do solo é pré-requisito para fundações seguras e econômicas. Logo, nota-se na literatura que a investigação geotécnica possui um investimento irrelevante em relação ao valor total de uma obra, e as informações sobre a estratigrafia do subsolo e as propriedades geomecânicas de seus materiais são primordiais para o dimensionamento correto da infraestrutura de qualquer obra de construção civil.

5.2.1 Métodos de investigação do Subsolo

Atualmente existe diversos meios para a investigação do subsolo e são divididos em processos diretos, semidiretos e indiretos. Já os processos diretos são executados por meio de perfurações no subsolo para que assim possa-se observar diretamente as camadas do solo. Os processos semidiretos fornecem características mecânicas do solo a partir de correlações indiretas. Os processos indiretos são realizados com base geofísica e não oferecem os tipos de solos existentes, apenas correlações através de suas resistividades elétricas ou suas velocidades de propagação de ondas sonoras.

Conforme pode-se notar o mercado oferece diversos métodos de investigação do subsolo, cabe ao engenheiro avaliar qual seria o método mais eficaz em cada caso. Tendo como base os trabalhos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) será objeto de estudo o ensaio investigação que foi utilizado como parâmetro para o desenvolvimento dos métodos estatístico semi-empíricos para determinação de capacidade de carga dos solos pelos autores: Ensaio *Standard Penetration Test* (SPT).

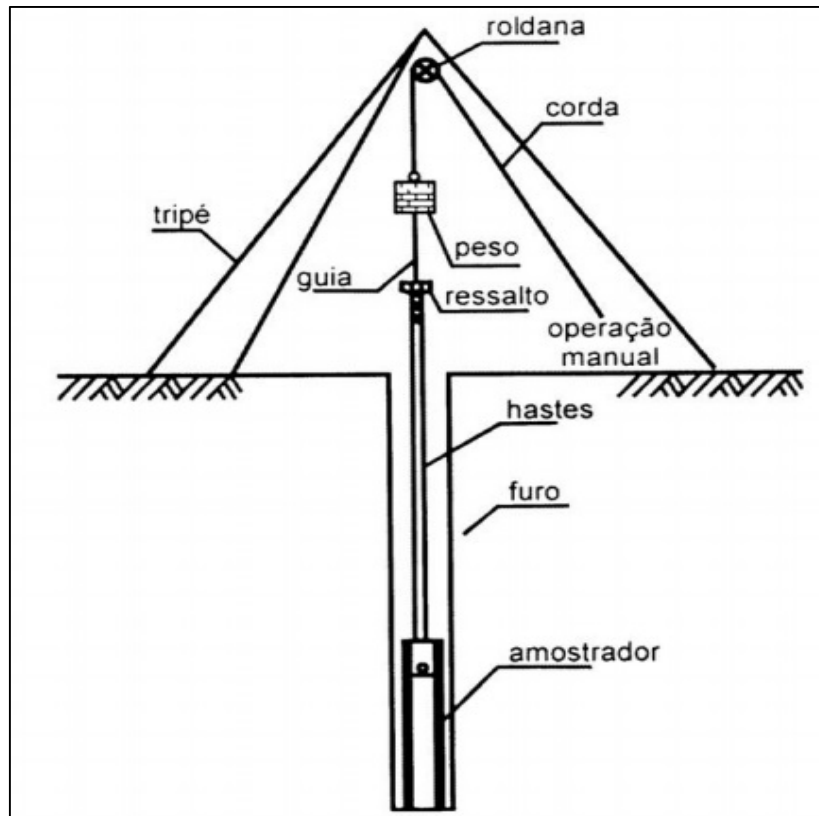
5.2.1.1 Ensaio Standard Penetration Test – SPT

O ensaio SPT é normatizado pela ABNT através da NBR 6484 (ABNT, 2001) “Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio”. Neste ensaio, determina-se o índice de resistência à penetração do amostrador (N_{SPT}), a posição do nível da água no solo e a estratificação do solo, através da retirada de amostras. A norma lista as finalidades deste método como sendo:

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

Para Odebrecht e Schnaid (2012, p.23) o ensaio SPT é constituído de uma medida de resistência dinâmica junto a uma sondagem de simples reconhecimento. A aparelhagem está esquematizada na Figura 3 e o procedimento do ensaio pode ser notado na Fotografia 1 e consiste na cravação de um amostrador de 50 mm de diâmetro externo por meio da queda de um peso de 65 kg à uma altura de 75 cm. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para a penetração de 30 cm após a cravação inicial de 15 cm.

Figura 3 – Esquema de Aparelhagem de ensaio SPT



Fonte: Adaptado pelo Autor de Baroni (2014, não paginado).

Fotografia 1- Processo de execução do Ensaio SPT



Fonte: Elaborado pelo Autor.

O ensaio é realizado a cada metro e é coletado pelo amostrador, sendo os 55cm de solo faltantes retirados com trépano de lavagem. Deve-se ressaltar que, conforme a NBR 6484 (ABNT, 2001) “a sondagem deve ser iniciada com emprego do trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m”

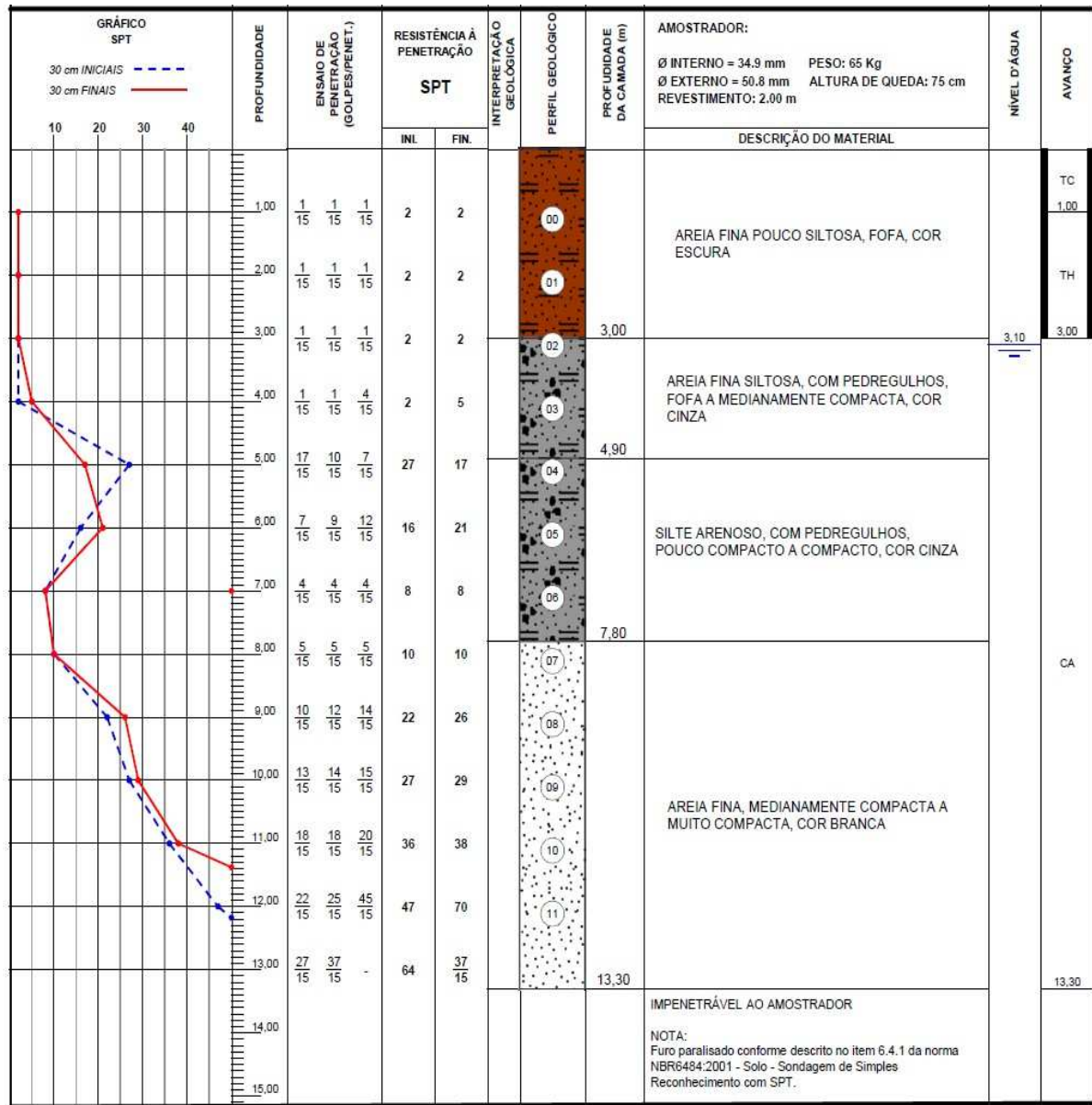
O procedimento de cravação do amostrador, retirada da amostra e lavagem com trépano repete-se até verifique-se as seguintes condições da NBR 6484:

- a) Quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador;
- b) Quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador;
- c) Quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador.

Correlações entre a capacidade de carga dos elementos de fundação e resultados através dos laudos de ensaios *in situ* como o SPT (Figura 4) foram a base para a elaboração de métodos semi-empíricos, os quais são muito utilizados no Brasil para o dimensionamento de fundações.

De acordo com Quaresma et al. (1998) atestam que “o SPT é, de longe, o ensaio mais executado na maioria dos países do mundo, e também no Brasil”. O pouco investimento e a facilidade de execução em locais de difícil acesso contribuem para a veracidade da afirmação de Quaresma et al.. Porém, os resultados dependem das condições do equipamento e sobretudo dos cuidados dos operadores.

Figura 4 - Laudo de sondagem de ensaio SPT



Fonte: Adaptado pelo autor da empresa X.

5.3 Fundações Profundas

5.3.1 Definição

O termo fundação é utilizado para designar a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente seu próprio peso, o peso da superestrutura e qualquer outra força que atue sobre ela. A fundação é, portanto, o elemento de ligação entre a superestrutura e solo.

Para fins de análise costuma-se admitir para as estruturas a sua separação virtual em superestrutura e infraestrutura, adotando-se como ações na infra as reações da superestrutura. Tal separação é conveniente tendo em vista a simplificação e as ferramentas de cálculo disponíveis para as análises (SPERNAU, 2012).

Fundações profundas, portanto, são alternativas em solos de baixa resistência axial, onde a resistência necessária só é obtida em camadas inferiores do solo. Nesse contexto, são apresentados inicialmente alguns conceitos da área de Engenharia de Fundações e que são considerados na norma NBR 6122/2010 - Projeto e Execução de Fundações, a seguir:

Fundação Profunda: Elemento de fundação que transfere a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010, p. 3)

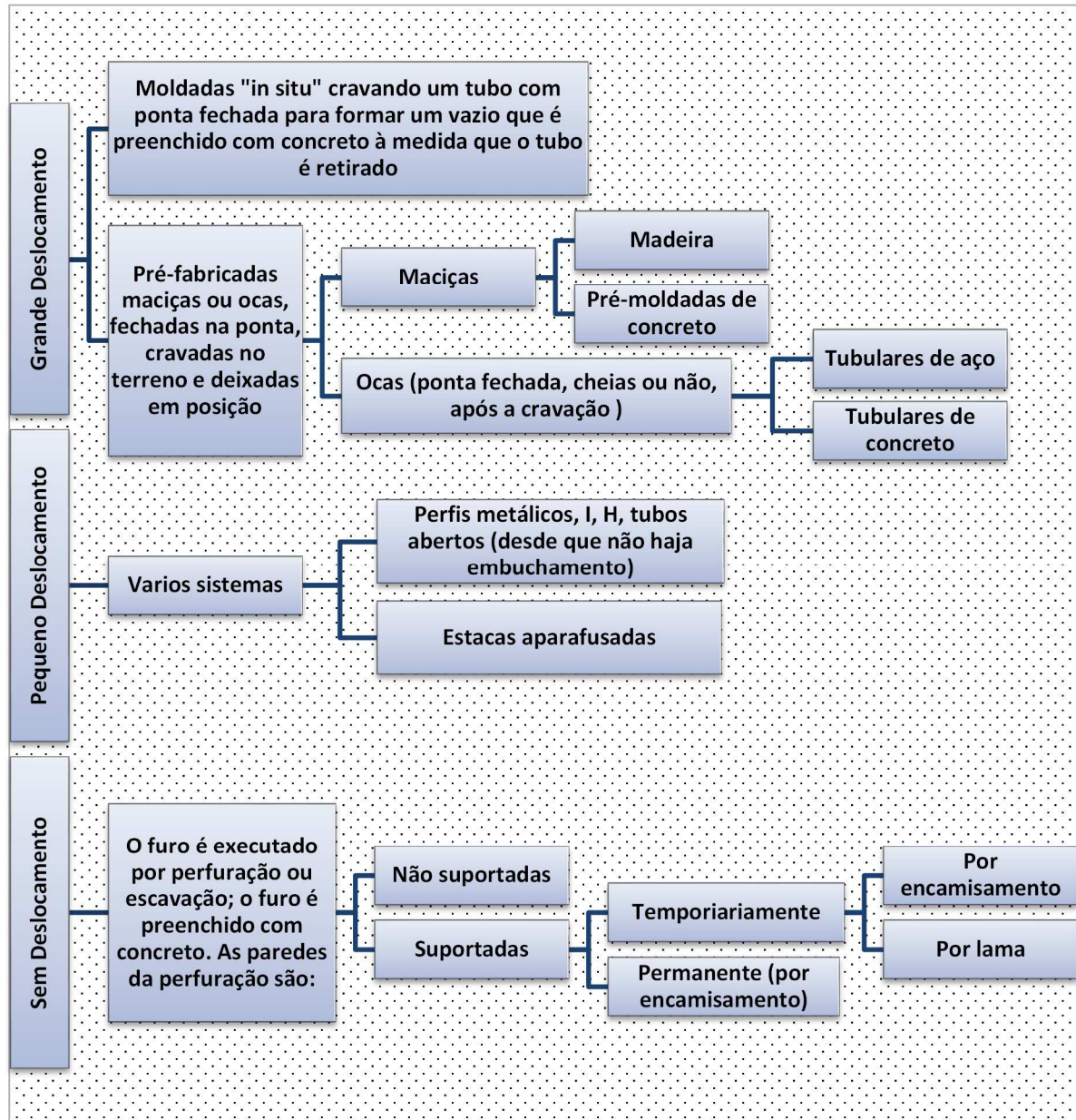
Estaca: Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase da execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado in loco ou pela combinação dos anteriores. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010, p. 3)

5.3.2 Tipos de Estacas

Em conformidade com Straub (1964) as estacas foram utilizadas como elementos de fundação desde a pré-história para construção de palafitas, empregadas no Império Romano quando materiais rochosos eram escassos. Com o passar dos séculos um grande número de processos executivos de fundações por estacas foram desenvolvidos e aperfeiçoados, atualmente na ordem de 70 (setenta), muitos deles patenteados por empresas especializadas. Nesse contexto, convencionou-se a classificação desse tipo de fundação pelo modo de deslocamento do solo.

Conforme Velloso e Lopes (2012), pode-se classificar as estacas em dois grandes grupos: as estacas “de deslocamento” e as estacas “sem deslocamento”. Também pode-se classificar estacas em uma categoria intermediária chamada de estacas “pequeno deslocamento”, quando não há retirada do solo no processo de escavação. O fluxograma apresentado na Figura 5 tem o mérito de ser abrangente.

Figura 5 - Tipos de Estacas



Fonte: Adaptado pelo Autor de Velloso & Lopes (2012, p. 181).

No fluxograma pode-se observar os 3 (três) grandes grupos classificados por Velloso e Lopes. As “Estacas Cravadas com Grande Deslocamento” na qual são aquelas introduzidas no solo sem a retirada do solo - provoca assim um grande deslocamento do solo adjacente à estaca. As “Estacas Cravadas com Pequeno Deslocamento” também introduzidas no solo sem a retirada do solo, porem provocando um pequeno deslocamento do solo adjacente à estaca, refere-se a estacas esbeltas. E por fim, as “Estacas Escavadas - Sem Deslocamento” aquelas executadas no

solo sem a retirada do solo adjacente à estaca, não provocam assim nenhum deslocamento adjacente quando da execução da estaca.

5.3.2.1 Estacas Cravadas de Grande e Pequeno Deslocamento

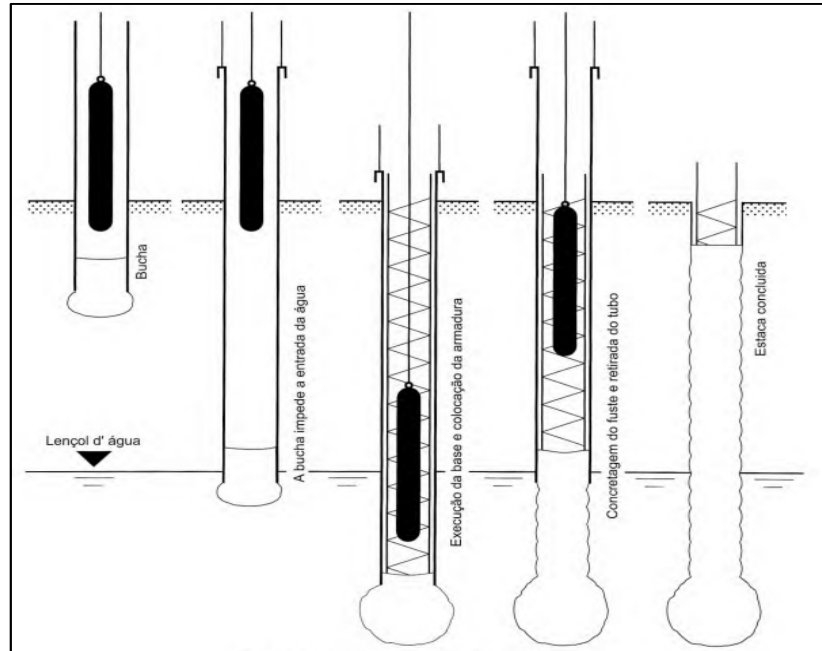
Também podem ser denominadas de “estacas cravadas”, pois sua aplicação consiste basicamente na cravação da estaca no solo mediante “percussão, prensagem ou vibração” (ALONSO, 1998, p.373). Como nota-se essa tipologia de estaca pode apresentar uma vibração excessiva no local da sua execução pois são introduzidas no solo sem a retirada do solo, provocando assim um grande deslocamento do solo adjacente à estaca.

Neste grupo estão inclusas as estacas pré-moldadas de concreto armado, estacas de perfis metálicos, estacas Franki, entre outras menos utilizadas.

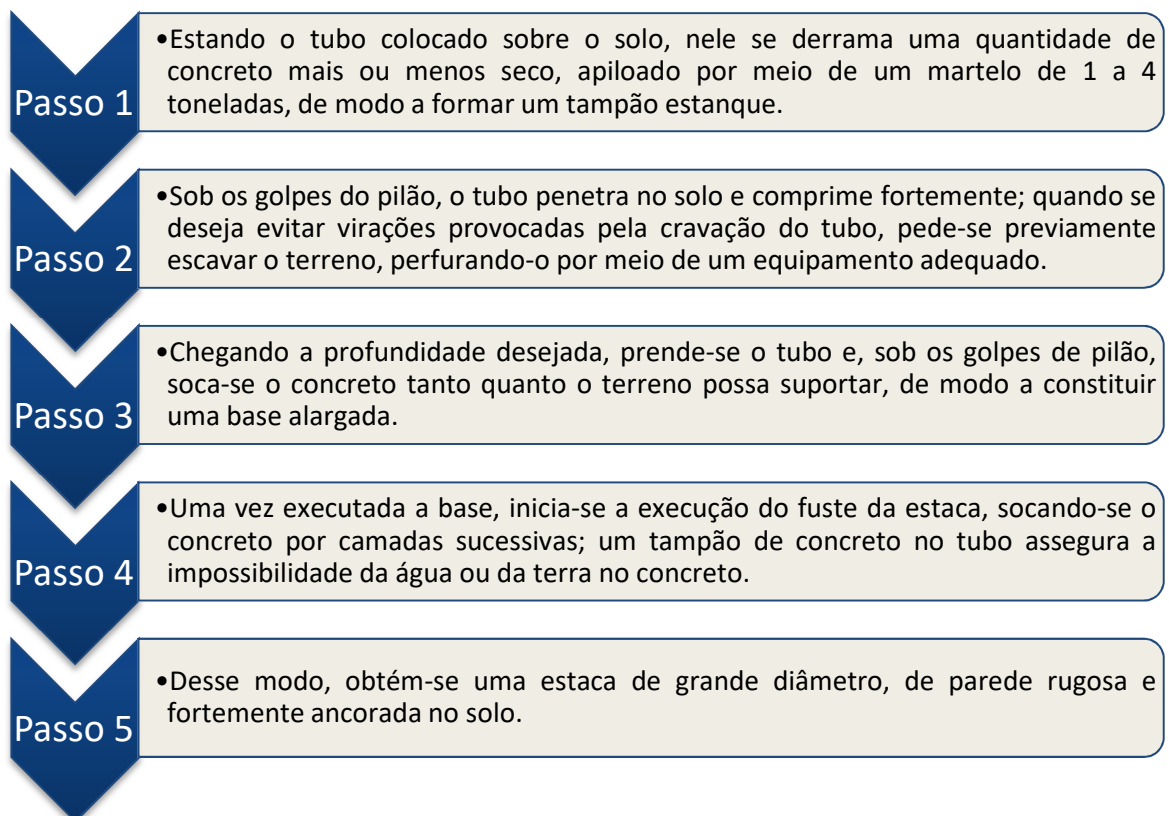
5.3.2.1.1 Estacas Franki

Foram introduzidas a técnica, em 1999, pelo Sr. Frankignoul, um engenheiro belga que pensou em alargar a base das estacas a fim de aumentar a capacidade de carga nestas, assim como na base dos Tubulões. Deste princípio surgiram as estacas Franki, VASCONCELOS (2002).

Segundo Joppert Junior (2007), estacas Franki são executadas com a cravação de um tubo munido de uma bucha composta de areia e pedra colocada na parte inferior do tubo. A cravação deste sistema é realizada por um pilão em queda livre diretamente sobre a bucha de tal forma que a mistura de areia e pedra no tubo vá penetrando no solo até atingir solo com boa capacidade de suporte. Posteriormente, esta bucha é expulsa pelo sistema de cravação no qual o tubo é preso para não se deslocar, coloca-se a armadura, e põe fim a concretagem da estaca. A Figura 6 e a Figura 7 mostra um esquema e o passo a passo do processo executivo de estacas Franki.

Figura 6 - Esquema de execução de estacas tipo Franki

Fonte: Adaptado pelo Autor de Velloso & Lopes (2012, p. 207).

Figura 7 - Etapas de execução de estacas tipo Franki

Fonte: Elaborado pelo Autor

As estacas tipo Franki apresentam alta capacidade de carga e podem ser executadas a grandes profundidades, não sendo limitadas pelo nível de lençol freático. Devido ao seu processo executivo, MELHADO et al. (2002), alerta para sempre se considerar as condições de vizinhança e peculiaridades do local. Outros inconvenientes referentes ao uso destas estacas dizem respeito ao encurtamento da ferragem (decorrente de concretagem inadequada ou deformação do fuste), e levantamento de estacas já executadas quando da execução de estacas próximas.

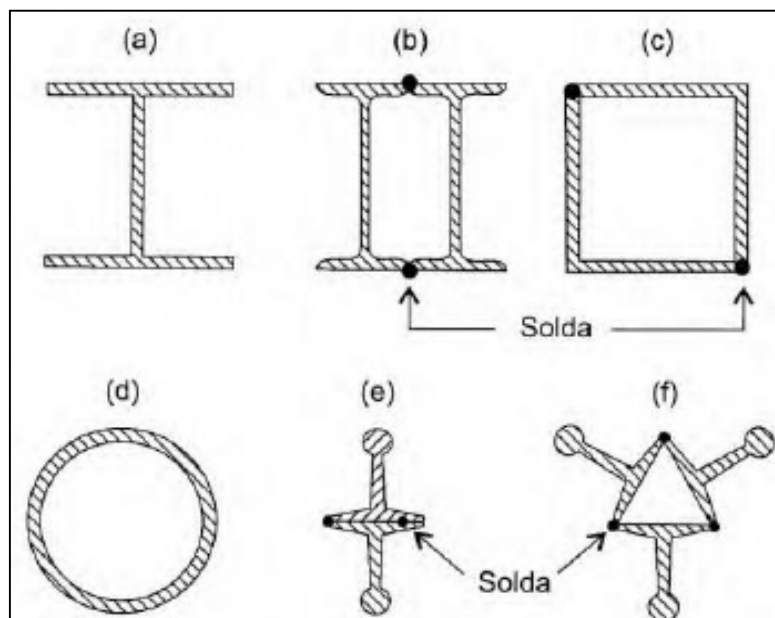
Trata-se de um tipo de estaca largamente usada, e são recomendadas para o caso de a camada resistente encontrar-se a profundidades variáveis. Logo, a capacidade de cargas dessas estacas é muito grande, como tem sido revelado por numerosos ensaios o que os tornam perfeitamente aplicáveis a terrenos com pedregulhos ou pequenos matacões.

5.3.2.1.2 Estacas Metálicas

São estacas “pré-fabricadas” pela indústria, em que se tem como material o aço. Apresentam assim elevada resistência à compressão, havendo uma variabilidade muito grande de seções.

As estacas metálicas são constituídas por peças de aço laminado ou soldado, tais como perfis de seção “I” e “H”, trilhos, chapas dobradas de seção circular (tubos), quadrada e retangular. Tanto os perfis quanto os trilhos podem ser empregados como estacas em sua forma simples ou composição paralela de vários elementos. (VELLOSO; LOPES, 2010). Seções típicas de estacas metálicas estão demonstradas na Figura 8, onde pode-se ver:

- a) Perfil de chapas soldadas;
- b) Dois perfis I laminados;
- c) Dois perfis tipo cantoneira;
- d) Tubos;
- e) Trilhos associados duplo;
- f) Trilhos associados triplo.

Figura 8 - Seções típicas de estacas metálicas

Fonte: Adaptado pelo Autor de Velloso; Lopes (2012, p. 197).

Todavia, o custo das estacas metálicas no Brasil ainda seja relativamente alto quando comparada com outro tipo de estaca, em várias situações a utilização das mesmas se torna economicamente viável, como cravação em solos de difícil transposição, pois podem atender a diversas fases de construção da obra. Além disso, estas estacas permitem uma cravação fácil provida de baixas vibrações, trabalhando bem à flexão e não tendo maiores problemas quanto à manipulação transporte, emendas ou cortes.

HACHICH et al. (1998) destaca, ainda, a possibilidade de cravação em terrenos resistentes sem o risco de provocar o levantamento de estacas vizinhas, nem a temeridade de quebras. Outra aplicação vantajosa verifica-se no caso da existência de subsolos, os quais se estendam até as divisas do terreno, pois podem servir como elemento de contenção na fase de escavação e como fundações dos pilares junto à divisa.

O dimensionamento das estacas metálicas deve ser feito conforme a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

5.3.2.1.3 Estacas Pré-Moldadas de Concreto

As estacas de concreto foram utilizadas pela primeira vez no final do século XIV, a versatilidade do material fez com que hoje as estacas de concreto sejam as mais utilizadas no país. Nesse sentido, a NBR 6122 (ABNT, 2010), anexo D, as estacas pré-moldadas de concreto podem ser confeccionadas de concreto armado ou protendido e possuir as mais diversas formas de seção transversal, desde que apresentem resistência conforme os esforços de projeto.

Conforme argumentado por Alonso (1998, p.380) e enfatizado por Velloso e Lopes (2010, p. 197) “de todos os materiais de construção, o concreto é aquele que melhor se presta à confecção de estacas”. Para Alonso (1998, p.380) isso ocorre devido ao “controle de qualidade que se pode exercer, tanto na confecção, como na cravação”. Complementando essa afirmação, Velloso e Lopes (2010, p.197) ainda destacam que isso sucede “graças à resistência aos agentes agressivos”

O processo de cravação no terreno pode ser de golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou martelo vibratório. No entanto, o mais utilizado é o de cravação dinâmica, onde o bate-estaca empregado funciona por gravidade assim como pode-se notar na Fotografia 2. Este tipo de cravação promove um elevado nível de vibração, que pode causar problemas a edificações próximas. O comprimento de cravação real às vezes difere do previsto pela sondagem, levando em conta a necessidade de emendas e cortes.

Fotografia 2 - Processo executivo estacas pré-moldadas de concreto



² Fonte: Empresa Serki Fundações Especiais

² Disponível em: <http://serki.com.br/wp-content/uploads/2014/11/CRAVADA1.jpg>; Acesso em 28 de julho 2018.

As estacas pré-moldadas em concreto não resistem a esforços de tração e de flexão e não atravessam camadas resistentes. Entretanto, a grande vantagem é a possibilidade de serem cravadas abaixo do nível da água.

O dimensionamento das estacas pré-moldadas de concreto deve ser feito conforme as seguintes normas: NBR 6118 (ABNT, 2014) “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento” e NBR 9062 (ABNT, 2006) “Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

5.3.2.2 Estacas Escavadas - Sem Deslocamento

As estacas sem deslocamentos ou simplesmente escavadas, conforme o professor Marangon (2018), são aquelas executadas no solo sem a retirada do solo adjacente à estaca. Não provocam assim nenhum deslocamento adjacente quando da execução da estaca. Produzindo dessa forma uma menor vibração no terreno se comparado com as estacas cravadas.

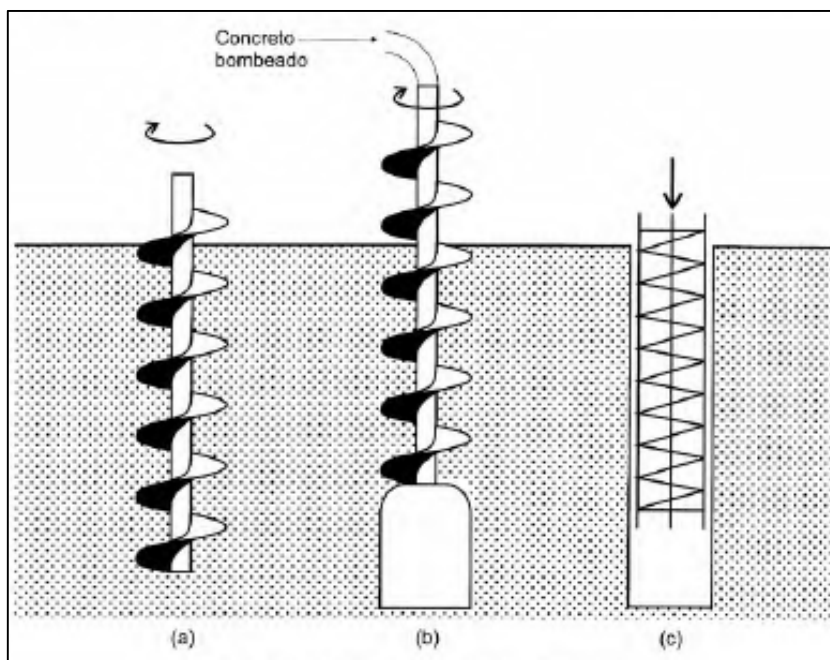
Temos como principais exemplos as estacas escavadas em geral: trado mecânico, broca (trado manual), hélice contínua, Strauss, raiz, entre outras menos utilizadas.

5.3.2.2.1 Estacas Hélice Contínua

Velloso e Lopes (2012) enfatizam que as estacas hélice contínua são utilizadas nos Estados Unidos e na Europa desde a década de 1970, foram introduzidas em nosso país no final da década de 1980. Pelas suas vantagens principais: baixo nível de vibrações e elevada produtividade, tem uma grande aceitação.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), esta é uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca. A Figura 9, ilustra bem seu processo de execução

- a) Perfuração;
- b) Concretagem simultânea à extração da hélice do terreno;
- c) Colocação da armação.

Figura 9 - Execução de estaca hélice contínua

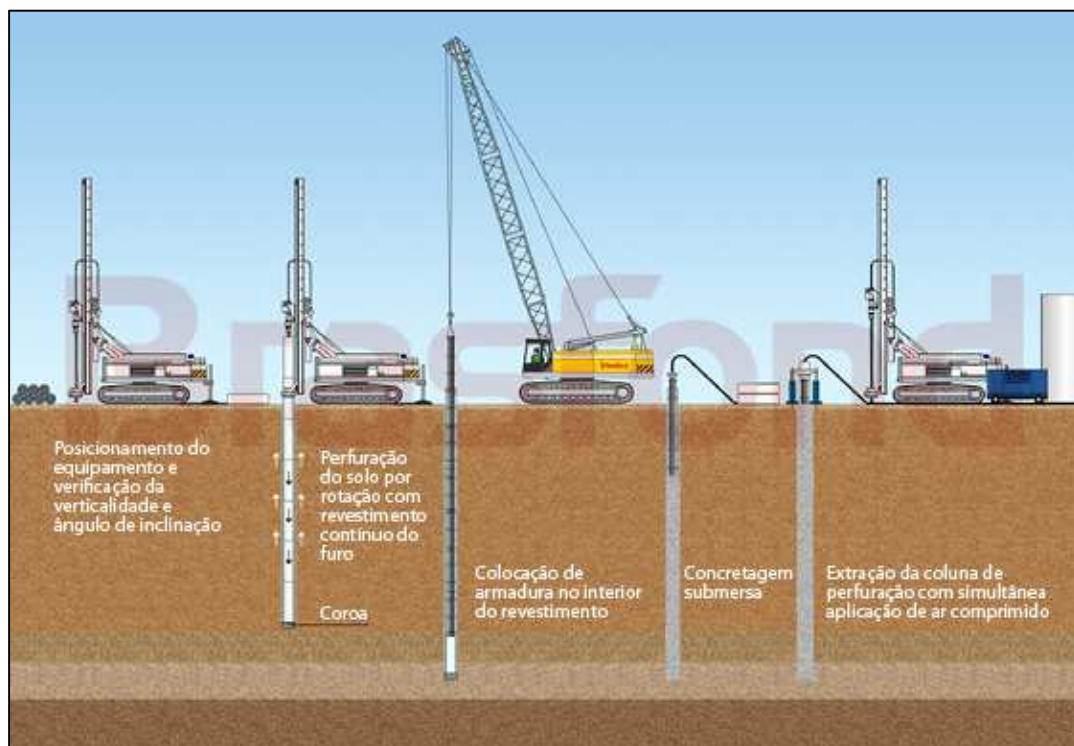
Fonte: Adaptado pelo Autor de Velloso; Lopes (2012, p. 227).

O aumento da utilização destas estacas no Brasil se deu a partir de 1993, quando equipamentos específicos passaram a serem mais facilmente importados. Na época, segundo Marangon (2018), era possível a execução de estacas de até 80 cm de diâmetro e 24 metros de comprimento, na atualidade com a evolução dos equipamentos esses limites passaram para 120 cm e 32 m respectivamente. Nesse sentido, as estacas do tipo hélice contínua vêm ganhando cada vez mais utilizadas no mercado nacional, por isso a presença de seus principais dados na memória do *software* é de grande valia para futuros resultados.

5.3.2.2.2 Estacas Raiz

A NBR 6122(ABNT, 2010), define estaca raiz como uma estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada no local, executada mediante a perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis.

O processo executivo de uma estaca tipo raiz é composto basicamente de quatro fases consecutivas, conforme Marangon (2018): perfuração, instalação da armadura, preenchimento com argamassa e remoção do revestimento e aplicação de golpes de ar comprimido. A Figura 10 abaixo ilustra todo o processo executivo das estacas tipo raiz.

Figura 10 - Processo executivo estaca raiz

³Fonte: Empresa Brasfond Fundações especiais

A etapa de perfuração do solo utiliza-se normalmente o processo rotativo, com circulação de água ou lama bentonítica, que permite a colocação de um tubo de revestimento provisório até a ponta da estaca. Segundo Velloso e Lopes (2012), caso seja encontrado material resistente, a perfuração pode prosseguir por uma coroa diamantada ou, o que é mais comum, por processo percussivo (uso de "martelo de fundo"). Terminada a etapa de perfuração, Velloso e Lopes (2012) também pondera que na colocação da armadura, introduz-se a armadura de aço, constituída por uma única barra, ou um conjunto delas, devidamente estribadas ("gaiola"). Em seguida, argamassa de areia e cimento é bombeada por um tubo até a ponta da estaca. A medida que a argamassa sobe pelo tubo de revestimento, este é concomitantemente retirado (com o auxílio de macacos hidráulicos), e são dados golpes de ar comprimido, que adensam a argamassa e promovem o contato com o solo (favorecendo o atrito lateral).

Segundo Alonso (1998), sua utilização como elemento de fundação, em geral apresenta taxa de armadura maior que as demais estacas, pois a sua perfuração diferenciada abrange diversas situações, desde solos moles até perfurações profundas em rocha. E por serem armadas

³ Disponível em: <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/images/execraiz.jpg>; Acesso em 09 de julho 2018.

podem trabalhar tanto à compressão quanto à tração. De maneira geral, as estacas raiz podem ser aplicadas em qualquer tipo de solo e possuem grande aceitação no mercado nacional.

5.3.2.2.3 Estacas Strauss

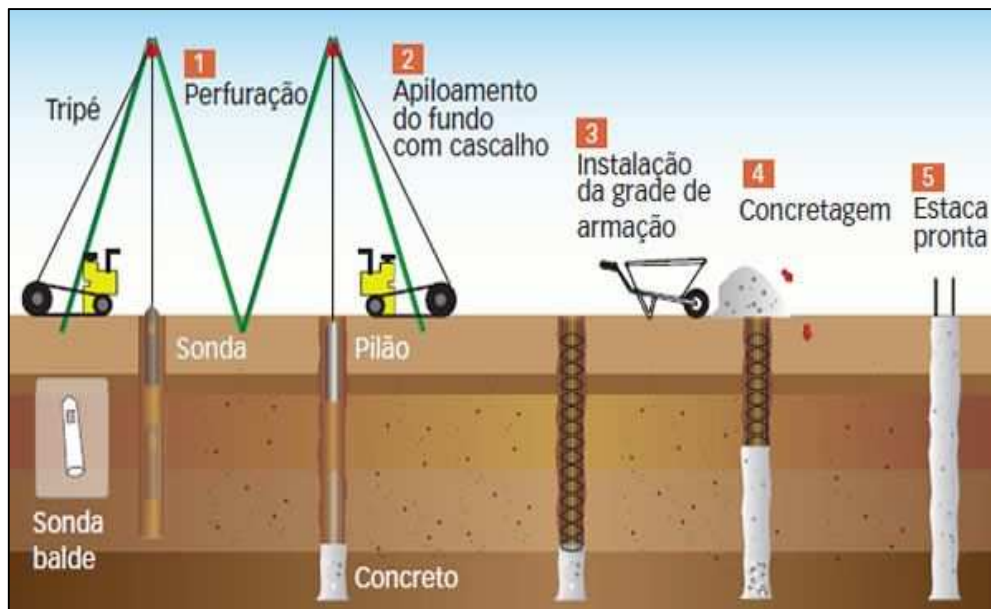
A estacas do tipo Strauss é moldada no solo e requer um equipamento relativamente simples: um tripé com guincho, um pequeno pilão, uma ferramenta de escavação, e tubos de revestimento. Seu desempenho e qualidade depende muito do trabalho da equipe encarregada pela execução do serviço.

Conforme Nakamura (2013), essa técnica é usada principalmente em locais confinados, terrenos acidentados e interior de construções existentes com o pé-direito reduzido. Somado a isso, pode ser utilizada também em locais com restrições a vibrações. A Figura 11 ilustra de maneira simplificada seu processo de execução.

A norma NBR 6122 (ABNT,2010) prescreve as diretrizes do concreto da estaca Strauss. Já a respeito da armação, Velloso e Lopes (2012) ponderam que podem ser armadas com uma ferragem longitudinal (barras retas) e estribos que permitam livre passagem do soquete de compactação e garantam um cobrimento da armadura, não inferior a 3 cm.

Nota-se, com base nos estudos de Nakamura (2013), que a principal desvantagem que essa tecnologia possui é a limitação quanto ao nível do lençol freático e também a dificuldade para escavar solo mole de areia fofa por causa do estrangulamento do fuste. Entretanto, como vantagem estão a utilização de equipamentos leve e de pequeno porte, facilitando a locomoção dentro da obra e possibilitando a montagem do equipamento em terrenos de dimensões reduzidas.

Figura 11 - Processo executivo estaca Strauss



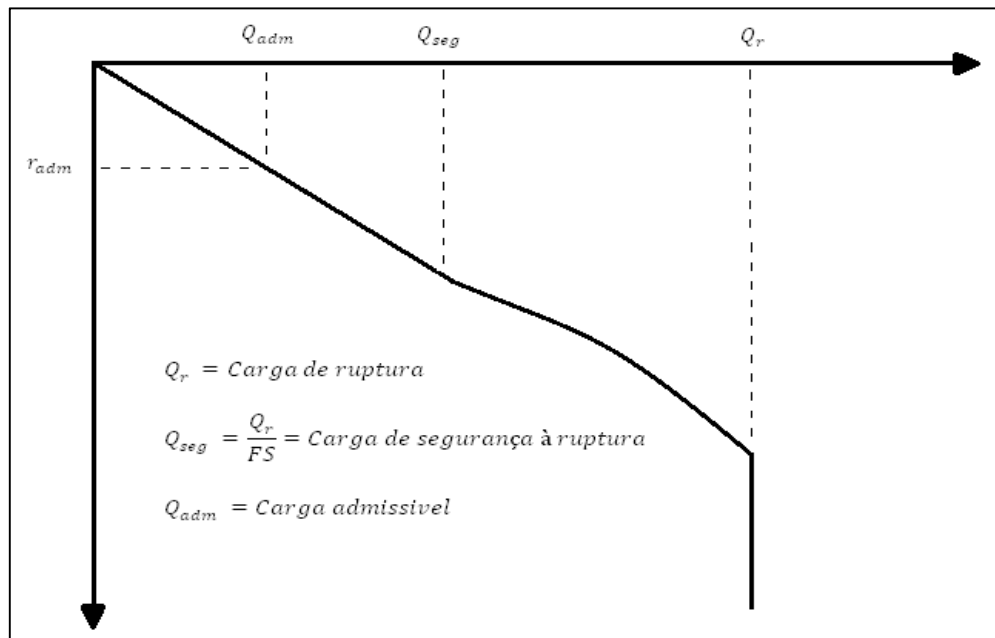
⁴Fonte: Conteúdo digital revista Construção Mercado

5.4 Capacidade de carga em fundações profundas

O conceito de carga de ruptura é relativamente diverso, dependendo da definição do seu autor. Segundo Cintra e Aoki (2011) trata-se do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos. Somado a isso, o professor Marangon (2013) traz definições mais específicas, sobre “capacidade de carga” aplicáveis tanto às fundações superficiais quanto às profundas e são ilustradas na Figura 12 no qual representa um gráfico que relaciona a aplicação de carga e o respectivo recalque.

⁴ Disponível em: <<http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/imagens/i395340.jpg>>; Acesso em 11 de julho 2018.

Figura 12 - Curva carga-recalque de uma fundação em um dado terreno



Fonte: Adaptado pelo Autor de Marangon (2013, p. 180).

Nesse contexto, Maragon (2013) traz as seguintes definições específicas a respeito do conceito de capacidade de carga:

Capacidade de carga de ruptura (ou limite) – Q_r : é a carga limite (ou máxima) a partir da qual a fundação provoca a ruptura do terreno e se desloca sensivelmente (ruptura frágil ou “generalizada”), ou se desloca excessivamente (ruptura plástica ou “localizada”), o que pode provocar a ruína da superestrutura. (MARANGON, 2013, p. 180)

Capacidade de carga de segurança à ruptura – Q_{seg} : é a maior carga (transmitida pela fundação) a que o terreno resiste, com segurança, à ruptura, independentemente das deformações que possam ocorrer. (MARANGON, 2013, p. 180)

Capacidade de carga admissível – Q_{adm} : é a maior carga transmitida pela fundação que o terreno admite, em qualquer caso, com adequada segurança à ruptura e sofrendo deformações compatíveis com a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos da fundação. (MARANGON, 2013, p. 180)

De qualquer forma, a estimativa da capacidade de carga de ruptura de fundações profundas, tem como objetivo de evitar seu colapso ou o escoamento do solo que lhe confere sustentação, é definida pelo menor dos dois valores seguintes:

- Resistência estrutural do material que compõe o elemento de fundação;
- Resistência do solo que lhe confere suporte

Neste contexto, conforme enfatiza Cintra e Aoki (2011), normalmente a situação mais frágil é aquela que envolve a resistência do solo. No entendimento do problema físico da capacidade de carga, contatou-se o desenvolvimento de tensões resistentes ao longo do fuste da estaca e junto à sua ponta, o que nos traz à separação da resistência em duas parcelas: resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_p). Desse modo, a expressão da capacidade de carga se dá por:

$$Q_r = R_L + R_p \quad (1)$$

A resistência lateral da estaca é a primeira a ser mobilizada, até o máximo possível. A estaca é dividida em vários segmentos, e cada segmento atua um atrito lateral local, de valor variável ao longo da estaca, em função das características geotécnicas das diferentes camadas e sua profundidade. Esta parcela da resistência é obtida pela expressão:

$$R_L = U \times \sum_{i=0}^n (r_L \times \Delta_L)_i \quad (2)$$

Onde:

U é o perímetro do fuste;

r_L é o atrito unitário de cada segmento de estaca, em unidades de tensão;

Δ_L é o comprimento de cada segmento de estaca.

A resistência de ponta só é mobilizada quando a resistência lateral já atingiu sua máxima solicitação. Esta parcela é obtida pela seguinte expressão:

$$R_p = r_p \times A_p \quad (3)$$

Onde:

r_p é a resistência de ponta, em unidades de tensão;

A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca.

5.5 Métodos de cálculo da capacidade de carga de fundações profundas

O problema da determinação da capacidade de carga dos solos é dos mais importantes para o engenheiro, que atua na área de construção civil, particularmente para o desenvolvimento de projeto de fundações. Nesse contexto, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), a tensão admissível no solo pode ser estimada segundo métodos teóricos, provas de carga sobre placa ou por métodos semi-empíricos que serão a base e objeto de estudo desse trabalho.

Os métodos semi-empíricos são aqueles onde as propriedades dos solos são estimadas com base em correlações, para em seguida serem aplicadas as fórmulas teóricas. A estimativa de parâmetros é feita com base na resistência à penetração medida em sondagem através do índice N_{SPT} ou na resistência de ponta do ensaio de penetração estática do cone.

Pouco se fez ao que se refere à investigação do solo por outros métodos em território nacional, tanto que Milititsky (1986 *apud* VELLOSO; LOPES, 2010, p.264) afirmou: “A Engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a Geotecnia do SPT”. Desse modo, tal realidade fez com que muitos pesquisadores elaborassem métodos que utilizem as correlações empíricas entre as medidas de N_{SPT} e a capacidade de carga de estacas propostas inicialmente por Aoki e Velloso.

Em todos os métodos de estimativa de capacidade de carga, a resistência total da estaca é dada como sendo a soma das parcelas de resistência por atrito lateral e de resistência de ponta. Desse modo, este trabalho utilizará como metodologia os métodos semi-empíricos desenvolvidos por Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

5.5.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

Este método foi apresentado em contribuição ao 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações realizado em Buenos Aires, 1975. A princípio, o método foi originalmente concebido a partir de correlações entre os resultados dos ensaios de penetração estática (cone, CPT) e que devido a ser pouco empregado no Brasil, foi inserido o coeficiente K para correlacionar o coeficiente α com o valor do N_{SPT} dinâmicos (amostrador, SPT). A Tabela 1 lista os fatores K e α para quando utilizar o ensaio SPT como referência para o cálculo de R_L e R_P no método de Aoki e Velloso:

Tabela 1 - Fatores K e α para o método de Aoki-Velloso

Tipo de Solo	K(MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto – Argilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilo – Siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno – Argiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo – Arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno – Siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Silto - Arenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de VELLOSO et al.4, 1978 apud SCHNAID e ODEBRECHT, 2012, p. 58

Neste método r_L e r_p são as incógnitas geotécnicas. Estas duas incógnitas são inicialmente obtidas com valores de ensaio SPT, que é o mais utilizado em território nacional. Em suma, a equação é dada por:

$$r_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad (4)$$

Onde:

α é a razão de atrito;

K é um coeficiente que depende do tipo do solo;

N_L é o índice N_{SPT} médio na camada de solo de espessura Δ_L ;

F_2 é um fator de correção que leva em conta o efeito escala e o tipo de estaca.

$$r_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (5)$$

Onde:

K é um coeficiente que depende do tipo do solo;

N_p é o índice N_{SPR} na cota de apoio da ponta da estaca;

F_1 é um fator de correção que leva em conta o efeito escala e o tipo de estaca.

Os coeficientes F_1 e F_2 foram determinados por Aoki e Velloso (1975) e levaram em consideração a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Seus valores foram determinados por comparações com resultados de provas de carga. Os valores de F_1 e F_2 foram inicialmente avaliados para estacas Franki, Metálica, Prémoldada de concreto e depois escavada sem distinção do diâmetro. Posteriormente estes valores foram reavaliados por diversos autores e podem ser constatados na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de F_1 e F_2 para o metodo de Aoki-Velloso

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki de fuste apiloado	2,30	3,00
Franki de fuste vibrado	2,30	3,20
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	2,50	3,50
Pré-moldada de concreto cravada à prensagem	1,20	2,30
Escavada com lama betonítica	3,50	4,50
Raiz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90
Hélice Contínua	3,00	3,80

Fonte: Adaptado pelo autor de Baroni (2013)

Portanto, a equação geral da capacidade de carga dada por esse método fica:

$$Q_r = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \times \sum_{i=0}^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L) \quad (6)$$

5.5.2 Método de Décourt-Quaresma (1978 e 1996)

Análoga a metodologia de Aoki e Velloso, esta também é muito difundida e amplamente utilizada até os dias atuais em todo o país. Menos conservadora que de seu antecessor, o método criado por Décourt e Quaresma apresenta boa aproximação com os valores reais, e ganhou fama quando o Engenheiro Luciano Décourt obteve a melhor aproximação na estimativa de capacidade de carga em um concurso realizado no ESCOPT II (*Second European Symposium on Penetration Test*) na cidade de Amsterdã, em 1982.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), este método foi criado originalmente para ser utilizado de forma direta com ensaios SPT. Primeiramente, seu uso foi exclusivo para estacas pré-moldadas de concreto, mas posteriormente foi estendido para outros tipos de fundações profundas, cita o autor. A partir do mesmo princípio da Equação (1) onde a resistência se dá com a soma de parcelas de resistência de ponta e de resistência lateral, os autores chegaram a formulações diferentes para R_L e R_p , as Equações (7) e (8) respectivamente.

$$R_L = U \times \beta \times \sum_{i=0}^n 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times \Delta_L \quad (7)$$

Onde:

N_L é o índice de resistência à penetração da camada que deve satisfazer $3 \leq N_L \leq 50$ para estacas de deslocamento e estacas escavadas com lama bentonítica e para os demais casos deve satisfazer $3 \leq N_L \leq 15$;

Δ_L é o comprimento da camada;

U é o perímetro da estaca;

β é o coeficiente de ponderação.

$$R_p = K_2 \times \alpha_2 \times N_p \times A_p \quad (8)$$

Onde:

K_2 é o coeficiente característico do solo;

α_2 é o coeficiente de ponderação;

N_p é o índice de resistência à penetração médio entre os valores da cota de apoio da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

A_p é a área da ponta da estaca.

O método também prevê fatores de correção minorando a resistência lateral (β) e de ponta das estacas (α_2), levando-se em consideração o procedimento executivo de cada estaca a Tabela 3 demonstra as correlações. Já o coeficiente característico do solo K_2 é dado em unidades de tensão em relação ao tipo do solo, como ilustrado na Tabela 4.

Tabela 3 - Valores de α_2 e β para o método de Décourt-Quaresma

Tipo de Solo	Tipo de estaca									
	Escavada em geral		Escavada (bentonita)		Hélice contínua		Raiz		Injetadas sob altas pressões	
	α_2	β	α_2	β	α_2	β	α_2	β	α_2	β
Argila	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,00	0,85	1,50	1,00	3,00
Solos intermediários	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	3,00
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	3,00

Fonte: Adaptado pelo autor de Baroni (2013)

Tabela 4 - Valores de K_2 para o método de Décourt-Quaresma

Tipo de solo	K_2 (tf/m ²)
Argila	12
Silte argiloso	20
Silte arenoso	25
Areia	40

Fonte: Adaptado de VELLOSO et al⁵, 1978 apud SCHNAID e ODEBRECHT, 2012, p. 58)

⁵ VELLOSO, D. A; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. Fundações para o silo vertical de 100.000t no porto de Paranaguá. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978, p. 125-151.

5.6 Informática Aplicada a Geotecnia

Variados serviços do ramo da engenharia em geral utilizam-se dos recursos computacionais disponíveis para otimizar diversos processos de cálculo, estruturais ou de gestão. Nesse sentido, a relevância das tecnologias e sistemas de informação para o avanço da engenharia, em particular da geotecnia, é absolutamente indiscutível.

Existem uma infinidade de programas de computador utilizados na engenharia civil e geotécnica desde o desenho do projeto, cálculos, projeto elétrico, hidráulico, estruturas, desenho em 3d, sistemas de informação geográfica, entre outros. Entretanto, segundo Santos e Maiochi (2014), o profissional de engenharia necessita ter conhecimentos em informática, saber usar a internet e noções de programação, para otimizar suas tarefas e se manter atualizado no mercado de trabalho.

Baseado nas tecnologias de informação, Clough (2006) introduz o conceito de engenharia de geossistemas, que entende ser um conceito que visa a resolução integral de problemas geotécnicos através de sistemas informatizados inteligentes. Desse modo, fica nítido que os recursos computacionais estão cada vez mais presentes auxiliando a diminuir as incertezas inerentes da geotecnia e automatizando os processos de cálculos. Nesse Contexto, Cardoso e Costa (2016) enfatizam a importância e evolução do emprego dessas tecnologias na seguinte assertiva:

A adoção de ferramentas informáticas e de computação de elevado desempenho para criar um geossistema que suporte uma metodologia integral para a resolução de problemas e para a concepção de projetos, permitirá aos geotécnicos adquirir uma maior segurança e autoridade na seleção das alternativas mais adequadas, garantindo que os seus julgamentos técnico-científicos são melhor informados porque o contexto global das questões a resolver (incluindo a definição e ponderação de alternativas) fica bem estabelecido. (CARDOSO; COSTA, 2016, p. 23)

O emprego exponencial das tecnologias de informação já afeta e continuará a afetar cada vez mais o dia a dia dos engenheiros civis geotécnicos, nos mais variados aspectos. Um desses aspectos citados por Cardoso e Costa (2016) é a possibilidade de criação e utilização de ferramentas de cálculo cada vez mais poderosas (capazes de tratar problemas não-lineares muito complexos, dependentes do tempo e dinâmicos, envolvendo processos acoplados mecânicos e sequências construtivas complexas) para resolver problemas de geotecnia (mecânica dos solos ou das rochas, engenharia geológica, fundações, entre outros).

As ferramentas computacionais voltadas a geotecnia de fundações adaptadas as normativas nacionais ainda são escassas no Brasil e envolvem altos investimentos financeiros. Nesse sentido, cabe aos profissionais da área integrar em equipes multidisciplinares, para criar-se uma infraestrutura cibernética integrando a capacidade humanas, tecnológicas e computacionais necessárias ao desenvolvimento de *softwares*. Nesse contexto, apesar da simplicidade envolvida nesse trabalho, visa fomentar o desenvolvimento de *softwares* e a utilização da informática aplicada a geotecnia.

Torna-se evidente, portanto, que a engenharia segura e competitiva está intimamente ligada às questões computacionais. Se elas não existissem, os projetos seriam basicamente artesanais, demandando uma logística bem mais laboriosa para o engenheiro. Todavia, é preciso não esquecer que o computador é uma máquina capaz de realizar cálculos de uma maneira extremamente rápida e eficiente, mas não pode e não deve substituir o engenheiro, que sempre precisa rever os resultados em busca de possíveis erros.

5.7 Tecnologias envolvidas no desenvolvimento do aplicativo

5.7.1 Linguagem de Programação

Para que o computador execute um algoritmo, o mesmo deve ser escrito de uma forma que o processador esteja apto a executá-lo. Segundo Medina (2005), a linguagem de programação entendida pelo computador é composta somente por números também conhecida como linguagem de máquina, desta forma, seria um trabalho extremamente difícil para o desenvolvedor escrever algoritmos nesta linguagem, sendo assim, novas linguagens de programação foram sendo desenvolvidas ao passar dos anos para facilitar o processo de programação e escrita desses algoritmos.

A princípio, Medina (2005) também relata que as primeiras linguagens utilizadas no processo de desenvolvimento de *software* foram às linguagens conhecida por “linguagens de baixo nível” devido a sua proximidade com a linguagem de máquina. Com o passar dos anos, como a busca pelo aperfeiçoamento da tecnologia da computação é um processo constante, surgiram as linguagens estruturadas, moduladas e a orientada a objeto essa última considerada “linguagem de alto nível” por se assemelhar com a linguagem natural, elas representaram um

salto gigantesco no processo de desenvolvimento de *software* devido aos recursos oferecidos por elas.

Conforme Farinelli (2007) a proposta da linguagem orientada a objetos é representar o mais fielmente possível às situações do mundo real nos sistemas computacionais, onde os *softwares* não são como uma coleção estruturada de processos e sim como uma coleção de objetos que interagem entre si. Nesse contexto, Miranda (2018) sintetiza os principais conceitos da linguagem:

O objeto é uma abstração de *software* que pode ser algo representado por algo real ou virtual, que é formado por um conjunto de propriedades (variáveis) e procedimentos (métodos), onde as variáveis possuem um tipo que define os possíveis valores que pode representar um número inteiro, real ou string e, os métodos são rotinas que, quando executadas realizam algumas tarefas como alterar o conteúdo de uma variável do objeto. A classe é a abstração do objeto. Na realidade ao programarmos um objeto, definindo suas características e funcionalidades, estamos programando uma classe. (MIRANDA, 2018, p. 2)

Desse modo, depreende-se da concepção apresentada por Miranda (2018), que a programação orientada a objetos é um método de codificação que implica na utilização de objetos e suas relações a fim de descrever, de forma programática, o problema a ser resolvido.

E com base nos conceitos de objetos, classes, métodos, que são considerados como o paradigma da programação orientada a objetos, representando uma forma inovadora de pensar e criar novos *softwares*, trazendo inúmeros benefícios e valores agregados no desenvolvimento deles, tais como: a reutilização de códigos que reduz o tempo e o risco no desenvolvimento, aumentando assim a confiabilidade do *software*, haja vista que, os códigos reutilizados já foram testados, facilita também a compreensão da linguagem pelo desenvolvedor na hora da manutenção de *softwares* complexos.

5.7.1.1 C# (Csharp)

A linguagem C# (pronuncia-se C Sharp) faz parte do conjunto de ferramentas oferecidas na plataforma de desenvolvimento da empresa Microsoft e surge como uma linguagem simples, robusta, orientada a objetos e altamente escalável a fim de permitir que uma mesma aplicação possa ser executada em diversos dispositivos de hardware, independentemente destes serem PCs ou qualquer outro dispositivo móvel. Nesse sentido, esta linguagem foi escolhida para o desenvolvimento do *software* proposto nesse trabalho.

De acordo com Lima e Reis (2002, p. 19) as principais vantagens da utilização em termos de linguagens de programação são descritas a seguir:

- Clareza, simplicidade e facilidade: C# é clara, simples, fácil de aprender, mas nem por isso menos poderosa;
- Completamente orientada a objetos: C#, diferentemente de muitas linguagens existentes no mercado, é completamente orientada a objetos. Em C#, tudo é um objeto;
- Possui um gerenciador de memória;
- Suporta interfaces, sobrecarga, herança, atributos, propriedades, coleções, dentre outras características essenciais numa linguagem que se diz orientada a objetos;
- Código 100% reutilizável: Todo programa desenvolvido em C# é passível de reutilização a partir de qualquer outra linguagem de programação.

6 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

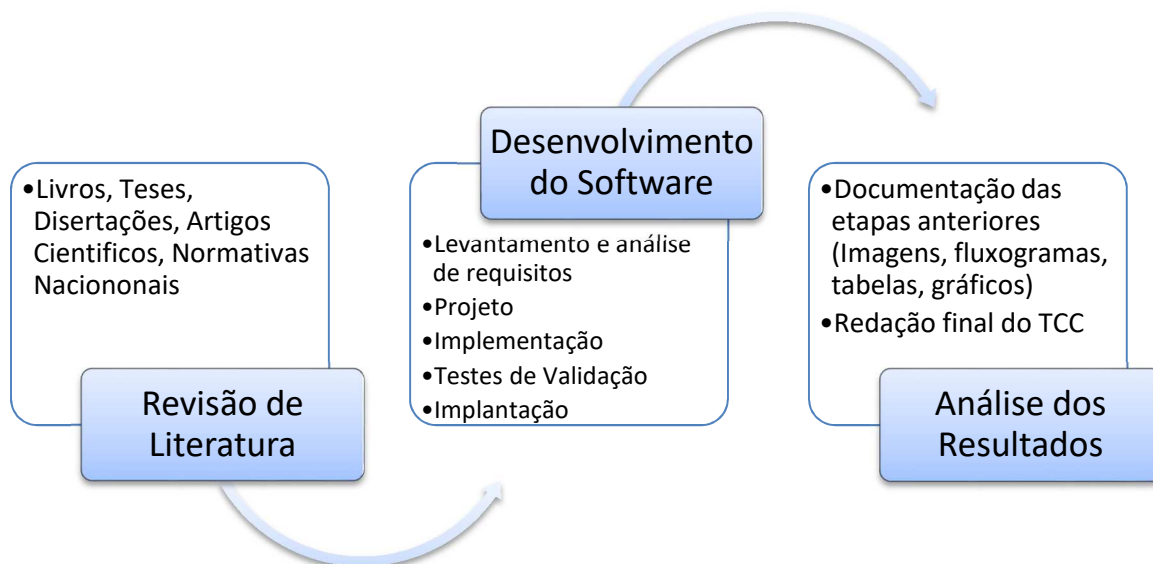
Este capítulo objetiva definir a metodologia que será utilizada na pesquisa, bem como apontar quais ferramentas foram usadas na condução e análise dos resultados. Tem-se como foco principal deste trabalho o estudo e posterior desenvolvimento de uma ferramenta computacional que otimize o processo de cálculo da capacidade de carga em fundações profundas, por intermédio de um método que se apresenta basicamente em três macros etapas: a revisão de literatura dos procedimentos de cálculo, desenvolvimento do *software* e análise dos resultados, como ilustrado na Figura 13.

É importante ressaltar que as etapas anteriormente citadas não precisam ser executadas necessariamente nesta ordem. Na realidade, no decorrer do trabalho houve a necessidade de se transitar entre algumas destas etapas, sempre retornando ao estudo bibliográfico para embasar teoricamente seus procedimentos.

Na Figura 14 foram detalhadas mais especificadamente cada uma dessas três macros etapas metodológicas.

Figura 13 - Ilustração metodológica macro

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 14 – Fluxograma geral da metodologia

Fonte: Elaborado pelo Autor

6.1 Revisão de Literatura

Os modelos matemáticos de cálculo de capacidade de carga que foram implementados estão baseados, em suma, nas publicações de Velloso e Lopes (2010), Hachich (1998), Aoki e Cintra (2010), entre outras publicações acadêmicas como teses, dissertações e artigos científicos, além das diretrizes normativas presentes na NBR 6122 (ABNT, 2010). Nesse sentido, será realizada nessa primeira etapa a revisão bibliográfica que abrangeram duas grandes áreas da engenharia devido a multidisciplinaridade que envolve o objetivo principal desse trabalho: Engenharia de Fundações e a Engenharia de *Software*.

A revisão que compreende a grande área da engenharia de fundação tem como foco os estudos dos métodos estatísticos semi-empíricos de cálculo da capacidade de carga dos solos das fundações profundas bem como a interação solo-estrutura, entretanto alguns pré-requisitos são primordiais para o entendimento do assunto, nesse sentido foi realizada a revisão também das formas de investigação geotécnicas e as tipologias de fundação profundas por estaca.

Somado a isso, foi identificada a necessidade de maior aprimoramento teórico-prático dos conceitos de engenharia de *software* e por isso o próximo passo foram a busca por fontes de conhecimento que compreende área de engenharia de *software* que tem fundamental importância para o alcance do objetivo final da pesquisa. Desse modo, é necessário a revisão bibliográfica das metodologias de desenvolvimento de um *software* assim como os estudos sobre a linguagem para modelagem da aplicação computacional.

6.2 Desenvolvimento do *Software*

Após a caracterização da pesquisa por intermédio da revisão bibliográfica, dar-se início a segunda macro etapa dos procedimentos metodológicos que é de fato o desenvolvimento da aplicação computacional proposta no trabalho.

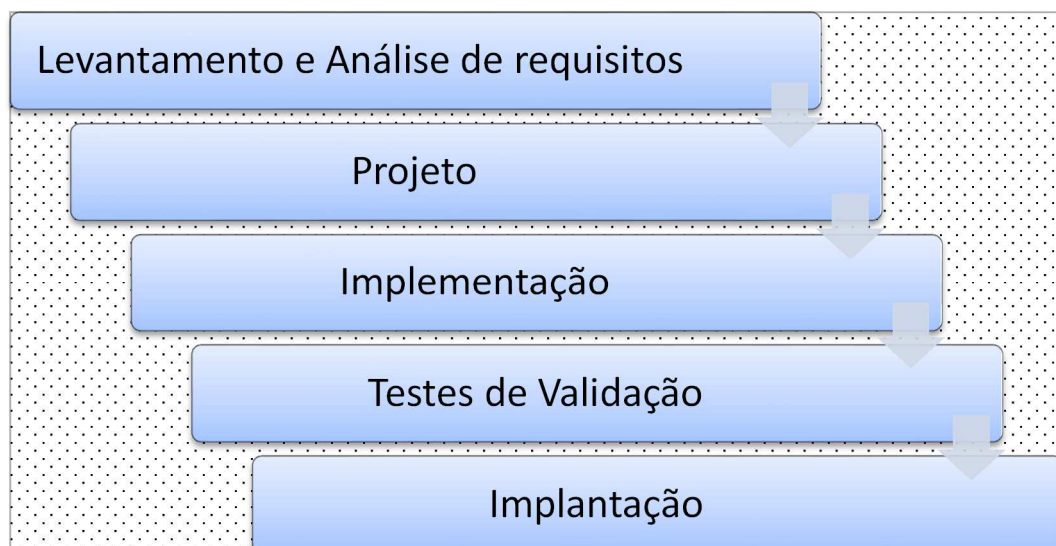
A metodologia de desenvolvimento do *software* foi basicamente baseada no conceito, apresentada por Steven GORDON e Judith GORDON (2006), do Ciclo de Vida do Desenvolvimento de Sistemas, conhecido também com o “ciclo de vida do *software*” refere-se aos estágios de concepção: Levantamento e análise de requisitos, projeto, implementação, testes de validação e implantação. A Figura 15 ilustra bem esse ciclo e a Figura 16 esquematizada, em suma, o método adotado para o desenvolvimento desta segunda etapa do trabalho.

Figura 15 - Ciclo de vida do software



⁶Fonte: Adaptada pelo autor do site: Gestão de Informação e Desenvolvimento

Figura 16 - Esquema da Metodologia do Desenvolvimento do Software



Fonte: Elaborado pelo autor.

⁶ Disponível em: <https://stigicwordpress.wordpress.com/2015/11/18/gestao-do-conhecimento-na-engenharia-de-software/>; Acesso em 14 de julho de 2018

6.2.1 Levantamento e Análise de requisitos

O levantamento das necessidades também chamado de análise de requisitos, é o estágio de identificação das necessidades de informações para o desenvolvimento da aplicação assim como a definição das funcionalidades do programa, ou seja, o escopo do *software*. Nesse sentido, este estágio de concepção foi executado com base a revisão bibliográfica executada na primeira etapa da metodologia e com os auxílios dos professores orientadores.

6.2.2 Projeto

Com base nos modelos de análise definidos no estágio anterior foi executado o projeto, que trata da construção das especificações detalhadas almejando a implantação. Essas especificações incluem o projeto das interfaces, o tratamento dos dados além de especificar os procedimentos para testar a aplicação antes da instalação.

6.2.3 Implementação

Nesta fase de implementação com base nos projetos anteriormente definidos, as tabelas de parâmetros dos solos e tipologia das estacas, as formulações dos métodos estatísticos semi-empíricos previamente estudados são transcritas de fato em linguagem de programação C# (Csharp) no ambiente de desenvolvimento. Logo, esta etapa metodológica será constantemente executada com base os testes de validação do aplicativo.

6.2.4 Testes de Validação

Para os testes de validação, em posse dos laudos de investigação geotécnicas, através do método SPT, realiza-se a entrada dos dados necessários definidos na fase de projeto e em seguida executa-se a aplicação. Desse modo, compara-se os resultados de saída do *software* pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma com a solução de capacidade de carga de fundações profundas feitas manualmente e apresentadas por: Rego (2018) para duas condições previamente estabelecidas.

6.2.5 Implantação

O estágio final que é a implantação consistirá simplesmente da disponibilização da versão educacional do aplicativo em formato executável para os alunos e usuários interessados no site do Programa de Educação Tutorial de Engenharia Civil do Instituto Federal do Tocantins (PET-CIVIL IFTO), pelo endereço eletrônico: <http://pet-civilifto.wixsite.com/petcivilifto>.

6.3 Análise dos Resultados

Todos as etapas da metodologia, foram documentados através de fotos, fluxogramas, tabelas e gráficos devido ao desenvolvimento da aplicação computacional estar atrelado as atividades relativas ao Trabalho de Conclusão de Curso. Desta forma, possibilitou-se através dessas ferramentas a preparação e análise dos resultados que serviram de base para a redação do trabalho de conclusão de curso.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

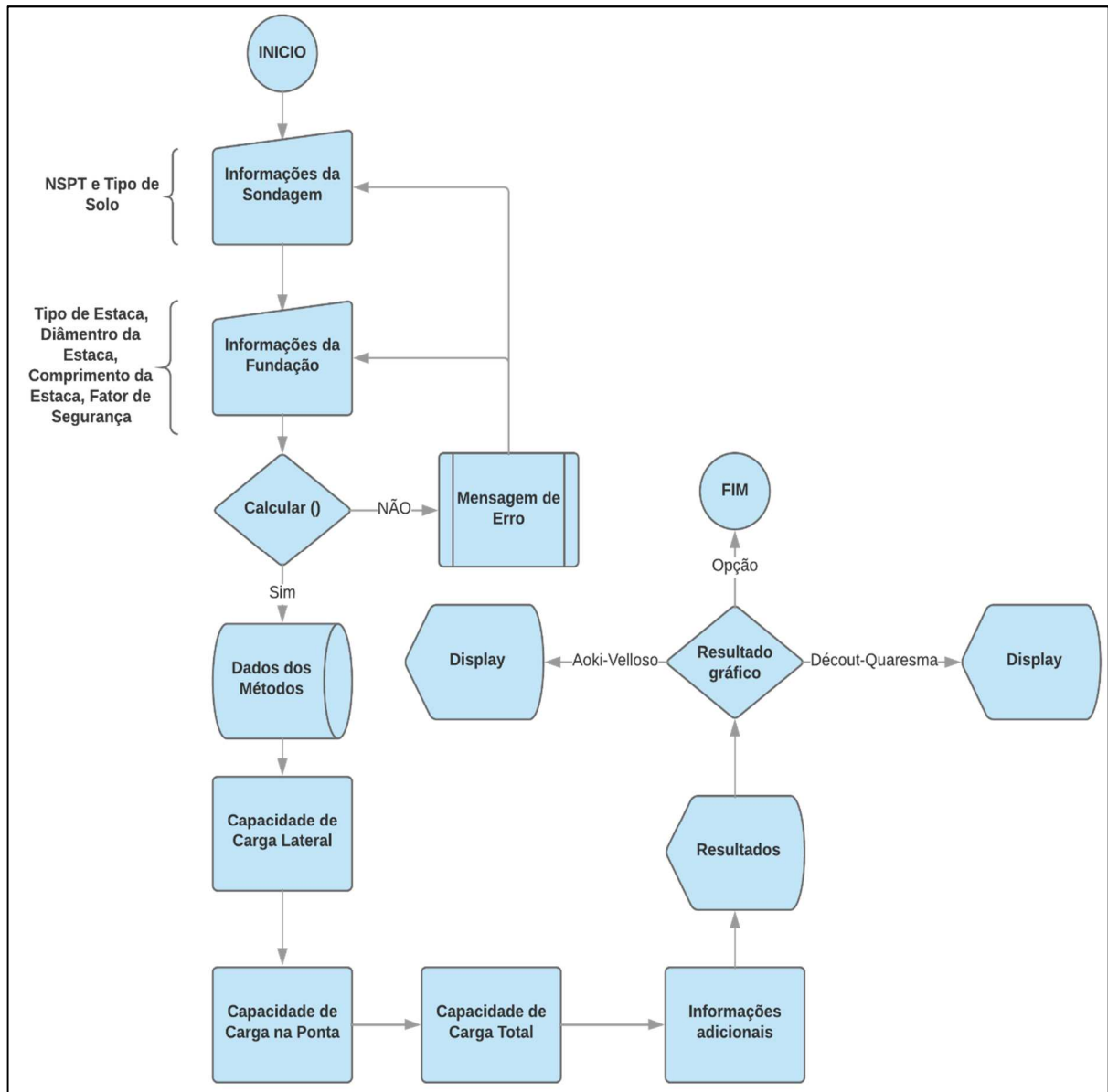
A partir dos conhecimentos adquiridos durante a revisão da literatura e da aplicação da metodologia de trabalho, chegou-se ao desenvolvimento da ferramenta computacional.

Como resultado do estudo deste trabalho, obteve-se o *software* “CivilSoft - Módulo: Fundações (Capacidade de Carga) ” o qual possibilita a comparação entre os métodos semi-empíricos de capacidade de carga de estacas, Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, e a aplicação dos mesmos para as características de solos e estacas que satisfaça as solicitações inseridas pelo usuário do *software*.

O projeto final da aplicação computacional pode ser facilmente notado no fluxograma de funcionamento do *software*, definido na fase de projeto e demonstrado na Figura 17. Nota-se na figura, as rotinas de atividades gerais do programa e a respectiva lógica desenvolvida. Portanto, em suma, o funcionamento do programa se inicia com o executável pelo usuário, em seguida há o fornecimento das entradas manuais de dados a respeito da sondagem e fundação, e por fim caso tenham sido fornecidas corretamente as entradas de dados pelo usuário a aplicação realizará a rotina de cálculos internas do programa e será apresentado os resultados na interface se não, o usuário será notificado e o ciclo de atividades será reiniciado para que

seja possível a ratificação das informações fornecidas pelo utilizador da ferramenta computacional.

Figura 17 - Fluxograma de funcionamento do Software



Fonte: Elaborado pelo autor.

7.1 CivilSoft - Fundações Profundas (Capacidade de Carga)

Denominado CivilSoft em homenagem ao Grupo de Desenvolvimento de Ferramentas Computacionais Aplicadas a Engenharia civil do IFTO, o *software* foi criado para ser uma ferramenta de apoio para alunos ou profissionais de engenharia civil no dimensionamento de

fundações por estacas. A variação do método de cálculo de capacidade de carga, tipo de estaca, coeficientes de segurança, solicitações, entre outros parâmetros, permite inúmeras soluções ao usuário que poderá analisar qual mais adequada ao seu projeto.

O *software* consiste de duas interfaces gráficas denominadas “tela inicial” e a “tela principal” com o objetivo de tornar a aplicação o mais singular e eficiente possível.

A tela inicial mostrada na Figura 18 tem como função a apresentação do logo do programa e creditar o grupo acadêmico de estudantes pesquisadores do IFTO, o autor e o orientador deste trabalho.

Figura 18 - Tela inicial da aplicação



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na página seguinte que será carregada automaticamente, como mostra na Figura 19, apresenta-se a tela principal da aplicação onde será a área de trabalho principal do usuário e consiste basicamente de dois painéis para inserção de dados referentes: as informações a respeito da sondagem SPT do solo em questão e informações a respeito das características essenciais da fundação profunda por estaca que será analisada pelo usuário. A tela principal da ferramenta computacional consta também um terceiro painel para a saída de dados denominado

“Resultados” na qual apresentará a resolução dos cálculos de capacidade de carga após a correta entrada de dados e rotina executada pelo usuário da aplicação.

Figura 19 - Tela principal da aplicação

Fonte: Elaborado pelo autor.

No painel denominado “Informações Sondagem” o programa recebe os tipos de solo e os valores de N_{SPT} de cada camada do solo, foram previamente armazenados na memória do aplicativo 15 tipos de solo, como demonstrado na Figura 20. A profundidade foi limitada à 50 metros pela facilidade de programação e onde engloba a maioria dos casos comuns de engenharia. Uma peculiaridade, nessa etapa é que caso o usuário informe valores de índice de resistência a penetração do solo (N_{SPT}) situados fora do intervalo estabelecido pelo método de Décourt-Quaresma, o usuário será notificado conforme Figura 21 quanto aos critérios admitidos pelo algoritmo para o cálculo da capacidade de carga do referente método.

Figura 20 - Pannel de entrada de dados referentes a sondagem

Profundidade (m)	NSPT	Tipo de Solo
1	3	Areia argilo-siltosa
2	11	Areia silto-argilosa
3	10	Silte
4	12	Areia
5	11	Areia argilosa
6	13	Areia argilo-siltosa
7	15	Areia silto-argilosa
8	14	Areia siltosa
9	12	Argila
10	11	Argila arenosa
11	11	Argila areno-siltosa

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 21 - Pannel de Notificação do intervalo de valores de NSPT

ATENÇÃO! O índice de resistência à penetração da camada (NSPT) para fins de cálculo através do método de Décourt-Quaresma deve satisfazer o intervalo de $3 \leq \text{NSPT} \leq 50$. Logo, valores NSPT do laudo informado situados fora do intervalo satisfatório, para fins de cálculo foram considerados igual ao valor mais próximo dos limites da condição estabelecida pelo o método de Décourt-Quaresma.

OK

Fonte: Elaborado pelo autor.

No painel denominado “Informações Fundação” mostrado na Figura 22 o responsável técnico deve fornecer as características essenciais para o projeto de fundações são elas: O diâmetro da estaca, o F_{ck} do concreto que será utilizado pela estaca se for o caso, o coeficiente de segurança utilizado no projeto conforme recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2010), o

comprimento da estaca que será analisado, a carga que a estaca estará sendo submetida e o tipo de estaca. No mesmo painel, ainda, encontra-se um botão denominado “Calcular” que após preencher as informações corretamente referentes as entradas de dados necessárias o pressionasse para realização das rotinas de cálculos referentes aos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

Figura 22 - Painel de entradas de dados referentes as informações da fundação

The screenshot shows a software interface titled "Informações Fundação". It contains several input fields and a calculation button. The fields are arranged in two columns. The left column includes: "Diametro" (25 cm), "FCK do Concreto da Estaca" (15 MPa), "Coeficiente de Segurança" (2), "Comprimento da Estaca" (4 m), and "Carga do Pilar" (526 kN). The right column includes: "Tipo de Estaca" (Hélice contínua), "F1" (3), and "F2" (3.8). A "Calcular" button is located at the bottom right of the panel.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por padrão conforme as tipologias utilizadas no estudo de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1996), foram armazenados na memória do aplicativo 11 tipos de estacas diferentes para a escolha do usuário conforme nota-se na Figura 23. O painel mostra ao selecionar algum tipo de estaca disponível os referentes fatores de correção de Aoki-Velloso (F_1 e F_2), assim como fatores de correção minorando a resistência lateral (β) e de ponta das estacas (α_2) previsto por Décourt-Quaresma.

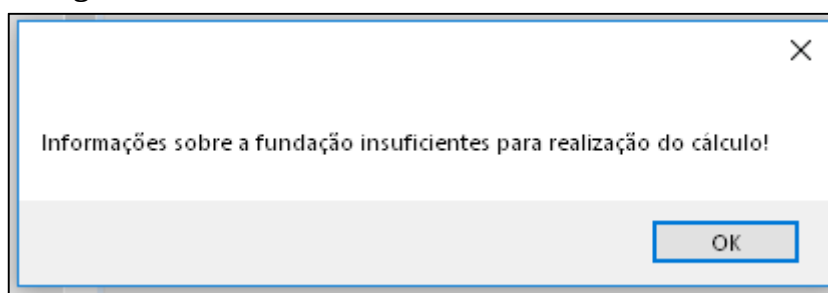
Figura 23 - Tipos de estacas disponíveis na aplicação

This screenshot shows the same "Informações Fundação" panel as Figure 22, but with the "Tipo de Estaca" dropdown menu open. The menu lists 11 options: "Hélice contínua" (selected), "Escavada com lama bentonítica", "Escavada grande diâmetro", "Escavada pequeno diâmetro", "Franki - fuste apilado", "Franki - fuste vibrado", "Hélice contínua", "Metálica", "Pré-moldada cravada", "Pré-moldada prensada", and "Raiz". The "F1" and "F2" fields are visible next to the dropdown.

Fonte: Elaborado pelo autor.

É válido salientar, que algumas alertas aos usuários foram previamente programadas afim de tratar possíveis erros de utilização da ferramenta e ou notificações de dados de entrada divergentes das recomendações constantes na NBR 6122 (ABNT, 2010). Dentre eles, caso o utilizador da aplicação não preencha corretamente as informações necessárias das sondagens e informações pertinentes da fundação e tente efetuar o cálculo da capacidade de carga a aplicação apresentará um alerta na tela do usuário conforme a Figura 24.

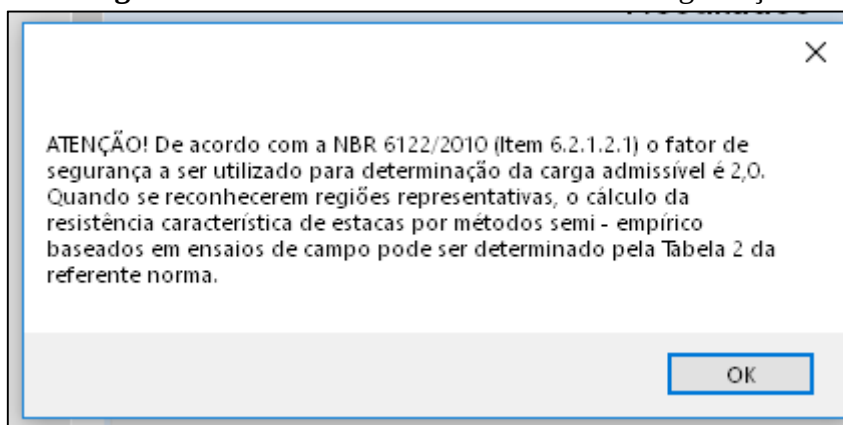
Figura 24 - Tela de erro de dados de entradas insuficientes



Fonte: Elaborado pelo autor.

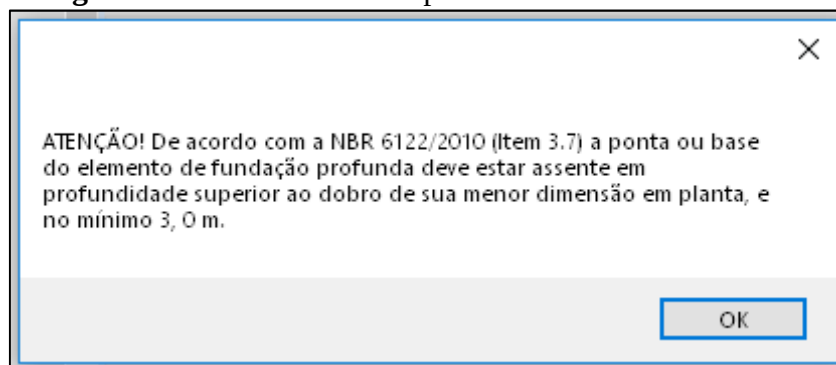
Outra tela de notificação poderá ser apresentada automaticamente, caso o usuário, forneça valores para fatores de segurança de fundação profunda, menores que as recomendações constantes na NBR 6122 (ABNT, 2010), a notificação será mostrada ao usuário conforme podemos visualizar na Figura 25. Do mesmo modo, se o utilizador da aplicação fornecer um comprimento de fundação incoerente as definições apresentadas na respectiva norma, será também apresentado uma tela de alerta em conformidade com a Figura 26.

Figura 25 –Tela de alerta do coeficiente de segurança



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 26 - Tela de alerta da profundidade de assentamento



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, no painel denominado “Resultados” inicialmente demonstrado conforme a Figura 27, será o painel destinado a saída dos dados da ferramenta computacional. Os resultados apareceram ao usuário após o mesmo pressionar o botão “Calcular” e ter fornecido corretamente as informações referentes a sondagem e fundação a ser analisada.

A aplicação desse modo, apresentará como saída de dados numericamente a capacidade de carga admissível total ao longo do comprimento informado, calculadas pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Somado a isso, o *software* também apresentará informações adicionais a respeito da quantidade mínima de estaca para suporte da carga informada pelo usuário e a carga efetiva por estaca, como pode ser observado da mesma maneira na Figura 28.

E como forma alternativa de visualização da saída de dados, o usuário pode visualizar também, ao selecionar através do *radio button*⁷ do método semi-empírico desejado, a carga efetiva por estaca e os resultados de capacidade de carga lateral e de ponta por ambos os métodos semi-empírico na imagem gráfica localizada no canto inferior esquerdo do painel “Resultado”, como ilustrado no exemplo presente na Figura 28.

O *software*, dessa maneira, finaliza sua rotina interna de cálculo conforme características solicitadas pelo usuário por ambas metodologias de estimativa da capacidade de carga geotécnica e apresenta como saída de dados de maneira satisfatória na tela de utilização.

⁷ Em computação, um botão de opção ou botão de rádio (do inglês option button ou radio button) é um elemento de interface gráfica com dois estados: selecionado (ativado) e não-selecionado (desativado), quando o usuário pressiona um botão de rato (mouse) ou uma tecla.

7.2 Validação dos resultados pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma

Para validação dos resultados obtidos a partir da ferramenta computacional CivilSoft, foram realizados cálculos de previsão de capacidade de carga em estacas, previamente analisadas por outros autores e disponibilizados na literatura, de modo a comparar os resultados obtidos a partir da aplicação com os mesmos.

Os trabalhos selecionados apresentam seus respectivos perfis de sondagem e os dados das estimativas das capacidades de carga realizadas utilizando os métodos de dimensionamento supramencionados na revisão bibliográfica.

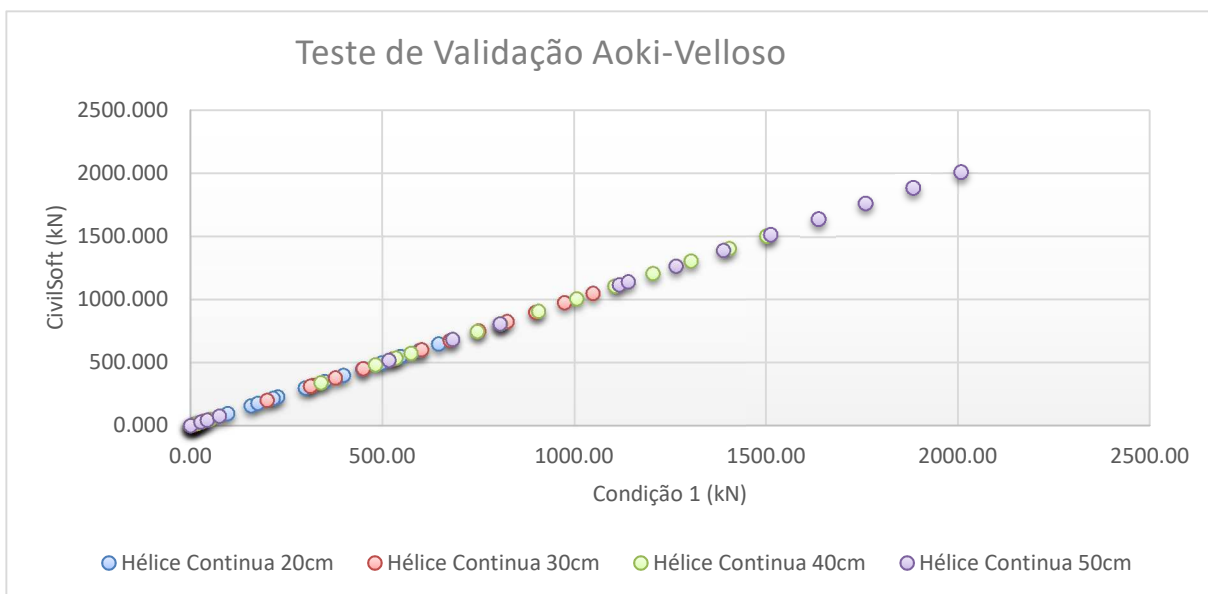
Para validação do método de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma utilizou-se os perfis de sondagem disponibilizados por Rego (2018) conforme ANEXO A – Laudo de sondagem 1 e ANEXO B - Laudo de sondagem 2. E verificou-se os resultados obtidos pelo *software* com o método de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma para as seguintes condições:

- 1º condição (Laudo de Sondagem 01)
 - a) Diâmetro: 20, 30, 40, 50 cm
 - b) Fck: 20 MPa
 - c) Coeficiente de Segurança: 2
 - d) Comprimento da Estaca: 2 a 17m
 - e) Tipo de Estaca: Hélice Contínua
- 2º condição (Laudo de Sondagem 02)
 - a) Diâmetro: 60, 70, 80 e 90 cm
 - b) Fck: 15 MPa
 - c) Coeficiente de Segurança: 2
 - d) Comprimento da Estaca: 2 a 17m
 - e) Tipo de Estaca: Raiz

As formulações de cálculos e parâmetros adotados que foram utilizados para cada condição estão conforme as duas metodologias de cálculos da capacidade de carga supracitados na revisão bibliográfica e podem ser constados nos APÊNDICE B – Validação do *software* para a Condição 1e APÊNDICE C – Validação do *software* para a Condição 2. Desse modo, foram obtidos uma totalidade de 240 valores de capacidade de carga admissível calculados manualmente, no qual para a 1º condição pode-se comparar com a saída do *software* conforme

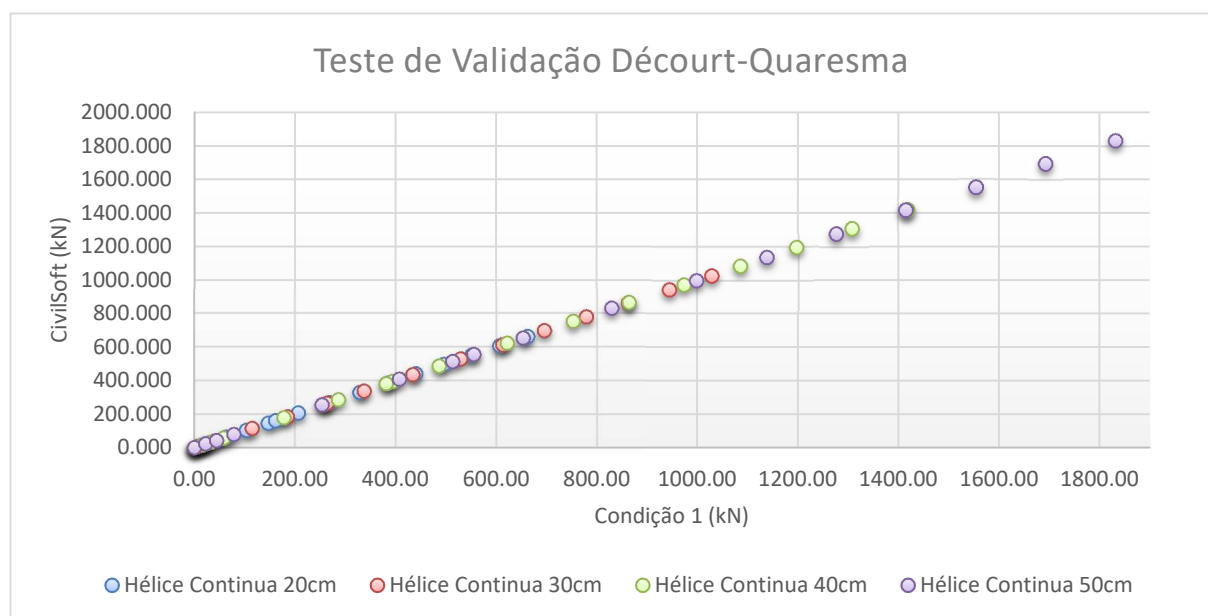
nota-se nos gráficos de dispersão constantes na Figura 29 e Figura 30 que evidenciam uma correlação linear positiva muito forte com um coeficiente de Pearson próximo a 1.

Figura 29 - Comparativo de carga admissível da Condição 1 para o Método de Aoki-Velloso (Profundidade de 0 a 17m)



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 30 - Comparativo de carga admissível da Condição 1 para o Método de Décourt-Quaresma (Profundidade de 0 a 17m)



Fonte: Elaborado pelo Autor

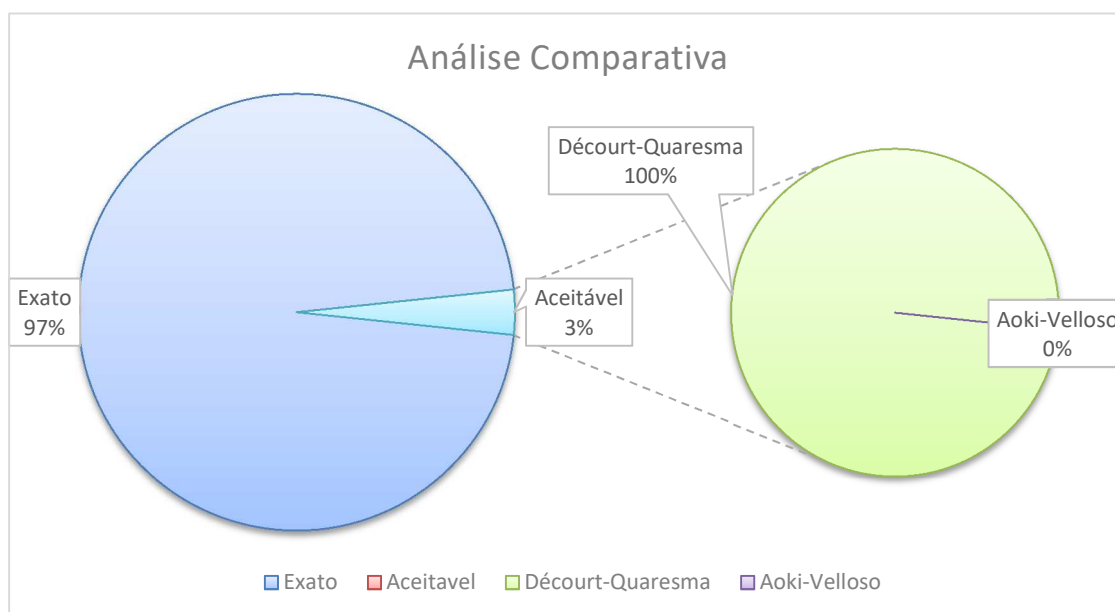
Os testes iniciais de validação para condição 1, mostraram que a rotina de cálculo implementada no *software* está correta. Foram obtidos, no primeiro teste, 120 valores de capacidade de carga para ambas as metodologias de cálculo semi-empíricos. Na sua totalidade 97% dos resultados apresentaram os mesmos valores de capacidade de carga do que os obtidos pelo CivilSoft.

Para o método de Aoki-Velloso todos os testes comparativos apresentaram valores idênticos na saída do *software* aos calculados manualmente. Já os calculados pelo método de Décourt-Quaresma apresentaram uma variação média entre os valores menor que 1% na qual essa diferença é atribuída aos arredondamentos matemáticos dos vários parâmetros e fatores aplicados nos cálculos.

A maior diferença nos resultados foi de aproximadamente 1,2 kN entre os valores observados no APÊNDICE B – Validação do *software* para a Condição 1 (Tabela 13), na profundidade de 3m, para o método de Décourt-Quaresma. Analisando em porcentagem, essa diferença foi de -2,65% (de 44,375 kN para 43,187 kN). Nesse âmbito, mesmo com a pequena divergência considera-se o valor aceitável dado a diferença negativa irrisória, podendo ser vista do ponto de vista de projeto geotécnico um valor a favor da segurança por apresentar um resultado minorado.

A Figura 31 sintetiza o comparativo supracitado.

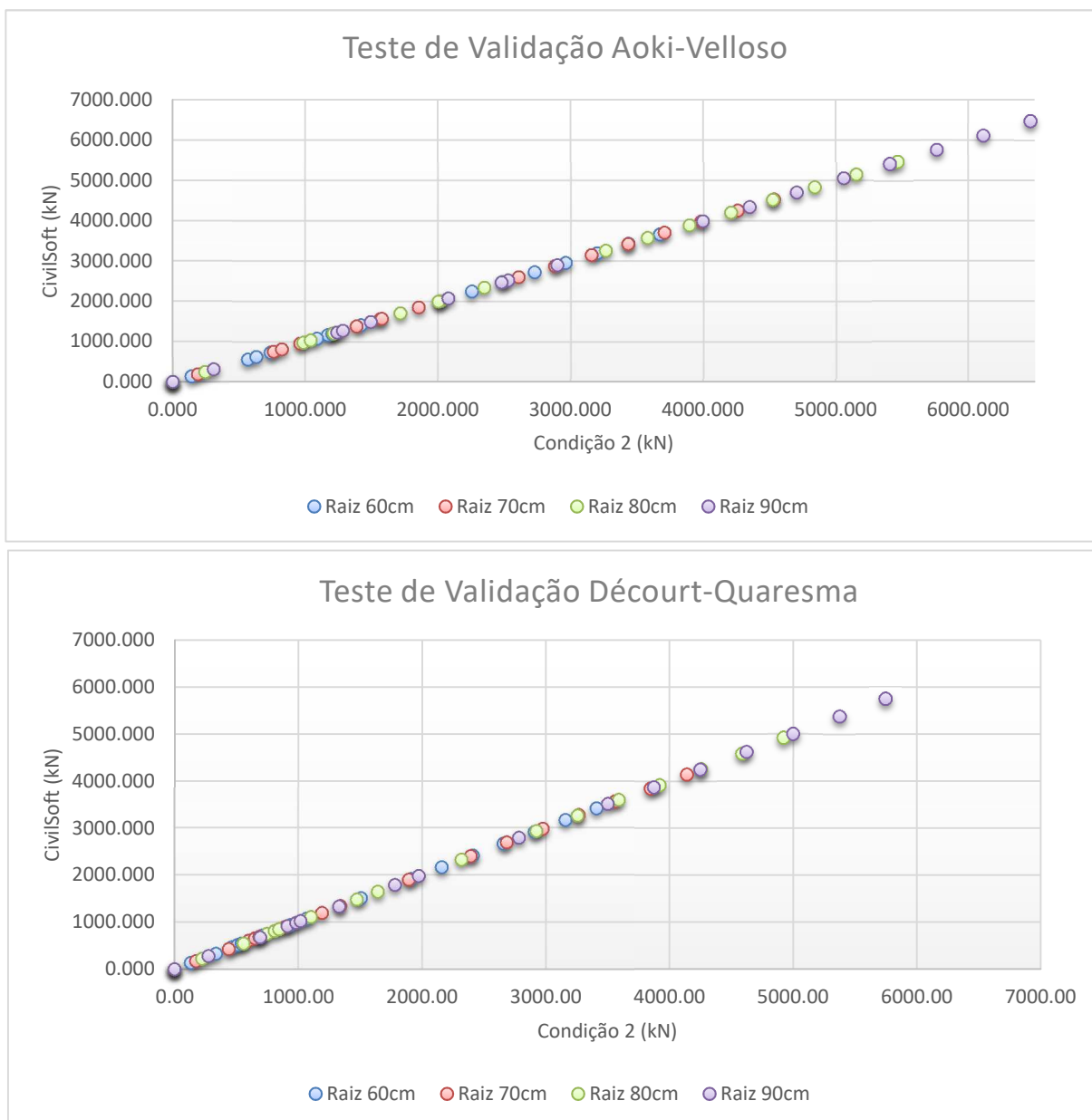
Figura 31 - Análise Comparativa dos resultados obtidos pela Condição 1



Fonte: Elaborado pelo Autor

Da mesma maneira, de acordo com as formulações de cálculos dos métodos semi-empíricos e parâmetros apresentados pelos autores na revisão bibliográfica, foram realizados os cálculos de carga admissível para a condição 2 e podem ser verificados no APÊNDICE C – Validação do *software* para a Condição 2. Como resultados foram obtidos uma totalidade de 120 valores de capacidade de carga admissível calculados manualmente para a 2ª condição, no qual pode-se comparar com a saída do *software* conforme nota-se na Figura 32.

Figura 32 - Comparativo de carga admissível da Condição 2 para o Método de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma (Profundidade de 0 a 17m)



Fonte: Elaborado pelo Autor

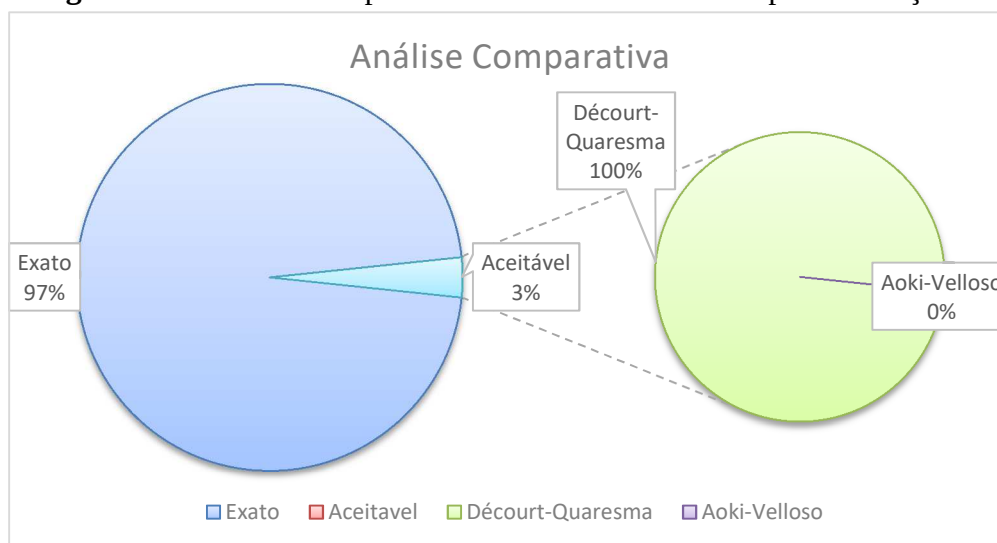
Os testes de validação para condição 2, reforçaram que a rotina de cálculo implementada no *software* está correta. Observa-se nos gráficos de dispersão da Figura 32 uma correlação linear muito forte entre os valores de saída do *software* com os calculados, evidenciado por um coeficiente de Pearson próximo a 1. Somado a isso, uma de totalidade 97% dos resultados apresentaram os mesmos valores de capacidade de carga do que os obtidos pelo CivilSoft.

De igual forma, para o método de Aoki-Velloso todos os testes comparativos apresentaram valores idênticos na saída do *software* aos calculados manualmente. Já os calculados pelo método de Décourt-Quaresma apresentaram uma variação média entre os valores menor que 1% na qual novamente essa diferença foi atribuída aos arredondamentos matemáticos dos vários parâmetros e fatores aplicados nos cálculos.

A maior diferença nos resultados foi de aproximadamente 21,2 kN entre os valores observados no APÊNDICE C – Validação do *software* para a Condição 2 (Tabela 20), na profundidade de 3m, para o método de Décourt-Quaresma. Analisando em porcentagem, essa diferença foi de -3,06% (de 692,721 kN para 671,187 kN). Nesse âmbito, apesar da diferença em termos percentuais se apresentar pequena, a linha de código foi revisada para esse tipo de estaca e método de cálculo no qual chegou-se à conclusão que a diferença atribuída foi devida o algoritmo considerar valores de N_{SPT} menores que 3, no qual constavam no laudo de sondagem, o que vai ao encontro com o que preconiza o método de Décourt-Quaresma.

A Figura 33 sintetiza o comparativo supracitado.

Figura 33 - Análise Comparativa dos resultados obtidos pela Condição 2



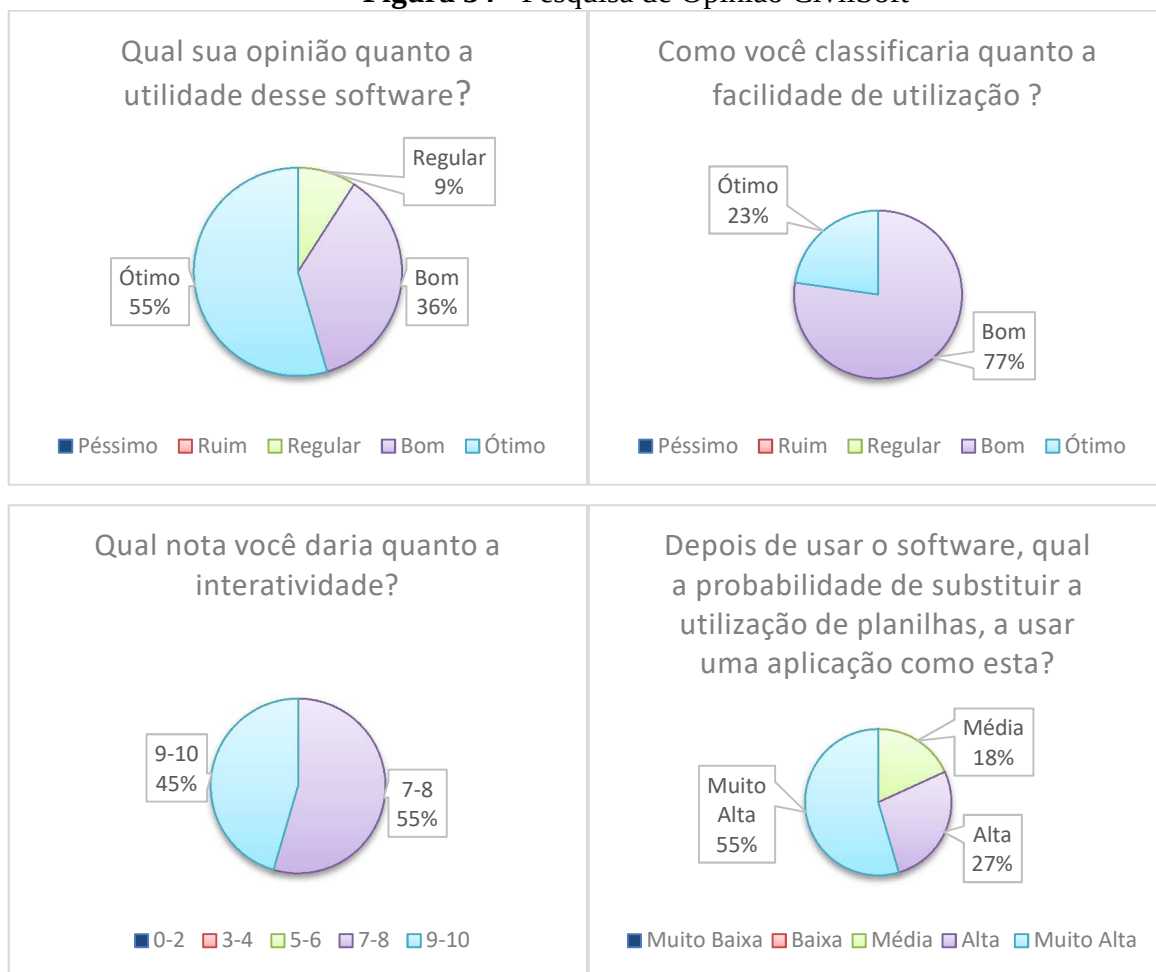
Fonte: Elaborado pelo Autor

7.3 Teste de aceitação

No intuito de consolidar a validação da ferramenta computacional foi realizado um teste de aceitação informal com o propósito de avaliar a qualidade externa da aplicação e, na medida do possível, também a qualidade em uso. Assim, foi disponibilizado aos acadêmicos e professores da área de fundações a versão “beta” do CivilSoft, afim de utilizarem e darem um *feedback* da aplicação que contribuíram significativamente para correção de falhas e aprimoramento futuro da ferramenta.

O teste de aceitação é geralmente denominado “beta” quando no ambiente do cliente (qualidade de uso), sendo uma forma de paliar a impossibilidade de utilizar a plataforma definitiva de execução e simulá-la, por exemplo, utilizando dados reais. Desse modo, 22 usuários testaram o software e em seguida responderam um questionário conforme nota-se na Figura 34 e também contribuíram com críticas e sugestões individuais.

Figura 34 - Pesquisa de Opinião CivilSoft



Fonte: Elaborado pelo Autor

Pela análise dos gráficos presente na Figura 34, observa-se de modo geral, um *feedback* bastante positivo da aplicação computacional. Nesse sentido, quanto a utilidade e a facilidade de utilização do software observam-se que mais que 90% classificou a ferramenta como “Bom” ou “Ótimo” no qual vão de encontro aos objetivos gerais e específicos deste trabalho. A respeito da interatividade, a maioria dos usuários deu nota 7 a 8, o que evidencia que a ferramenta tem, ainda, muito a ser aprimorada nesse sentido. E também, afim de contribuir para a solução do problema da pesquisa, foi questionado aos usuários a probabilidade de substituir a utilização de planilhas pelo CivilSoft, na qual constatou que apesar da maioria apresentar-se favorável a substituição houve uma pequena resistência quanto se tornar adepto a utilização do software, justificável, certamente, pela não confiabilidade das soluções por ele gerado.

Somado a isso, foi também indagado aos usuários a opinião a respeito da utilização do software como uma ferramenta didática para o ensino da disciplina de fundações nos cursos de graduação, na qual todos os usuários se manifestaram positivamente a respeito, considerando ser de grande valia a utilização de aplicações, como essa, uma forma de metodologia ativa interessante para o ensino da engenharia.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 Quanto a eficiência do *software* desenvolvido

Ao término deste trabalho, pode-se dizer que o objetivo principal de desenvolver uma ferramenta computacional simples para otimizar o processo de cálculo de capacidade de carga de fundações profundas, considerando a boa prática da engenharia civil e as normas pertinentes foi devidamente alcançado. Assim, confirma-se a relevância deste trabalho, que vem ao encontro dos interesses da engenharia civil em elaborar projetos de qualidade.

Nesse sentido, quanto à eficiência do *software* desenvolvido, os dois métodos implementados na aplicação apresentaram desempenho que satisfizeram os requisitos esperados pela ferramenta, pois os valores retornados pelo CivilSoft correspondem com as previsões dos valores da capacidade de carga calculado na literatura o que evidencia que o algoritmo de cálculo foi implementado dentro da linguagem de programação da maneira satisfatória.

Pode-se constatar através dos testes de validação que maioria dos resultados de capacidade de carga da estaca apresentaram-se exatamente iguais, as pequenas diferenças

evidenciadas leva-se em consideração os arredondamentos acumulados, principalmente para o método de Décourt-Quaresma, onde, para uma diferença de 0,05 nos coeficientes α ou β , pode surgir uma grande diferença no cálculo da capacidade de carga.

Pelos testes de aceitação pode-se consolidar o processo de validação da aplicação, devido, de modo geral, ter obtido um *feedback* bastante positivo da aplicação computacional na qual vão de encontro aos objetivos gerais e específicos deste trabalho. Como também, pode-se evidenciar que a ferramenta tem muito a ser aprimorada e melhorada no sentido de torna-la mais interativa e resultados mais confiáveis para que assim possa convencer a totalidade dos usuários tornarem adeptos da aplicação e substituir o uso de planilhas manuais. Além disso, tornou-se claro que aplicações, como essa, contribui significativamente para o ensino mais ativo e interessante da disciplina de fundações.

As tecnologias utilizadas no desenvolvimento da ferramenta são todas distribuídas gratuitamente na internet e possuem uma vasta literatura técnica disponível, possibilitando assim que a pesquisa possa ter continuidade e a ferramenta ser aprimorada. Desse modo, a arquitetura do CivilSoft permite que o sistema possa evoluir, pois a ferramenta está preparada para a programação de outros métodos de dimensionamento da capacidade de carga. Ademais, numa nova versão futura será permitido a exportação dos dados em formato de relatórios em extensão PDF e planilhas XLS a partir da aplicação.

8.2 Quanto as dificuldades e limitações encontradas para realização da pesquisa

Para atingir o objetivo principal e específicos deste trabalho deparou-se com alguns percalços que dificultaram a realização do trabalho de maneira mais eficiente: como o ensino incipiente de lógica de programação no curso bacharelado em Engenharia Civil e as informações insuficientes da norma ABNT NBR 6122 (2010).

As recomendações para projetos sobre estacas presentes na norma ABNT NBR 6122 (2010) são incompletas. Para a determinação da capacidade de carga de uma estaca sem a prova de carga, a norma sugere a aplicação dos métodos semi-empíricos, mas não lista quais são aceitos, o que transfere o risco ao profissional projetista. Assim como, para o dimensionamento não é claro, por exemplo, os diâmetros mínimos e máximos para todas as tipologias de estacas disponíveis no mercado.

O *software* poderia ser muito mais robusto e completo caso as disciplinas de lógica de programação na graduação fosse tratada de maneira mais aprofundada, na qual facilitaria a resolução de algumas soluções de programação complexas e aperfeiçoamento maior da aplicação. Desse modo, infere-se que trabalhos desse âmbito sejam realizados de maneira integrada entre acadêmicos de Engenharia Civil e da área de Tecnologia de Informação.

8.3 Quanto a sugestões de trabalhos futuros

Para a elaboração de trabalhos futuros sugere-se a implementação do cálculo da capacidade de carga utilizando os outros métodos de estimativa de capacidade de carga já consolidados pela literatura como: Método de Teixeira (1996), Método de Antunes e Cabral (1996), Método de Vercaro e Velloso (2000), Método de Brasfond (1991), Método de Gotlieb et al. (2000). Dessa maneira, possibilita-se uma gama maior de métodos para análises da capacidade de carga do solo em questão.

Somado a isso, preconiza-se também a implementação das equações semi-empíricas de estudo de recalque em fundações profundas, constantes na bibliografia de Aoki e Cintra (2010). Desse modo, a ferramenta computacional proposta automatizaria de forma completa o processo de dimensionamento do Projeto Geotécnico de fundações.

Torna-se evidente, portanto, que o aplicativo computacional tem um potencial significativo devido ao seu fácil manuseio e confiabilidade nos seus resultados. Esse potencial pode ser aproveitado se implementado na ferramenta o dimensionamento de recalques em estacas, inserção de rotinas para dimensionamento do bloco de fundação como também a implementação da aplicação computacional já desenvolvida para dispositivos móveis dada a possibilidade de conversão multiplataforma que a linguagem #C lhe proporciona. Assim sendo, acredita-se que uma das maiores contribuições do CivilSoft é o acesso da ferramenta de maneira gratuita, uma vez que a mesma estará disponível e pronta para ser utilizada a partir de qualquer dispositivo que possua acesso à internet.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. Estacas injetadas. In: HACHICH, W et al (Edit.). **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998.

_____. Estacas pré-moldadas. In: HACHICH, W et al (Edit.). **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998.

ANTUNES, William Roberto; TAROZZO, Hélvio. Estacas Tipo Hélice Contínua. In: HACHICH, W et al (Edit.). **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. P. 345-348.

AOKI, N.; VELLOSO, D. **An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: **PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING**, 5, 1975, Buenos Aires: 1975. V.1. p.367-376.
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2008.

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

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

_____. **NBR 8036**: Programação de Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 8800:2008**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 9062:2006**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2008.

BARONI, Magnos. **Fundações e estruturas de contenção**. Notas de Aula, 2013, não paginado.

BUENO, B.; LIMA C.; ROHM S. **Capacidade de Carga de Fundações Rasas**. Editora Imprensa Universitária da Universidade Federal de Viçosa, 1985.

CARDOSO, A. S.; COSTA, P. A. Desenvolvimento da geotecnia: algumas perspectivas. **Revista Geotecnia**, Lisboa, n. 137, p. 5-47, 2016.

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

CLOUGH, G.W. (2006). **The Past and Future of Computing in Geotechnical Engineering**: The Insideout View. Geo Institute's e Geo Congress, 2006, Atlanta, Georgia.

CONSTRUCT. **Os 11 melhores softwares para engenharia e construção civil**. Disponível em: <<https://constructapp.io/pt/melhores-softwares-para-engenharia-construcao-civil/>> Acesso em: 16 de julho de 2018

FARINELLI, Fernanda. **Conceitos básicos de programação orientada a objetos**. 2007. Disponível em: <http://sistemas.riopomba.ifsudestemg.edu.br/dcc/materiais/1662272077_POO.pdf>. Acessado em 10 jul. 2018.

FINE SOFTWARE. **Geo5 Software Geotécnico**. Disponível em: <<https://www.finesoftware.com.br/software-para-geotecnia/estacas/>> Acesso em: 16 de julho de 2018

GORDON, Steve R.; GORDON, Judith R.. **Sistemas de Informação Uma Abordagem Gerencial**. São Paulo. LTC, 2006.

IGLESIA, Socrate Muños. **Fundações e estruturas: use um software com interação solo estrutura**. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/fundacoes-e-estruturas-use-software-com-ise/>> Acesso em: 16 de julho de 2018

JOPPERT JÚNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: Pini, 2007.

LIMA, Edwin; REIS, Eugênio. **C# e .Net para desenvolvedores**. Rio de Janeiro: Campus, 2002.

MARANGON, M. (2013). **Notas de aula – Mecânica dos Solos II: Capacidade de carga dos solos**. Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora.

MARANGON, M. (2018). **Notas de aula – Geotecnia de Fundações e Obras de Terra: Introdução à Geotecnia de Fundações**. Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora.

_____. **Notas de aula – Geotecnia de Fundações e Obras de Terra: Fundações Profundas**. Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora.

_____. **Notas de aula – Geotecnia de Fundações e Obras de Terra: Capacidade de carga de fundações profundas**. Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora.

MEDINA, Marco; FERTIG, Cristina. **Algoritmo e Programação: Teoria e Prática**. 1. ed. São Paulo: Novatec, 2005.

MELHADO, S.; SOUZA U.; BARROS M.; FRANCO L.; HINO M.; GODÓI E.; HOO G.; SHIMIZU J.; **Tecnologia da construção de Edifícios – Fundações**. Apostila da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2002.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 29p.

MIRANDA, Rosenildo Pinheiro. **Breve comentário acerca da programação orientada a objetos**. Disponível em: <http://meuartigo.brasescola.uol.com.br/informatica/programacao-orientada-objetos.htm>, acesso em 08 jul. 2018

MULTIPLUS SOFTWARES TECNICOS. **Softwares Integrados para Projetos de Fundações**. Disponível em: <http://www.multiplus.com/software/fundacao/> Acesso em: 16 de julho de 2018

NAKAMURA, Juliana. Escolha da tecnologia para execução de fundações profundas moldadas in loco é definida pela análise do tipo de estrutura e das características do solo. **Revista Construção Mercado**, ed. 146, p. 1-5, 2013. Disponível em: <http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/artigo299192-1.aspx>. Acesso em: 10 jul. 2018.

QUARESMA, Arthur Rodrigues et al. Investigações Geotécnicas. In: HACHICH, W et al (Edit.). **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. P. 119-170.

REGO, Wesley Lima. **Comparação dos métodos semiempíricos para obtenção da capacidade de carga do solo de acordo com ensaio de carga estática**. Trabalho de conclusão de Curso – IFTO (bacharelado em engenharia civil). Palmas, 2018.

SANTOS, Hermógenes C.; MAIOCHI, Maurício A.. **Aplicação da Informática na Engenharia Civil**. VII Congresso de Iniciação Científica do UNAR, 2015, Araras, São Paulo.

SCHNAID, F. & ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

SELEÇÃO ENGENHARIA. **36 Softwares Para Engenheiros Indispensáveis Para Sua Carreira**. Disponível em: <https://selecaoengenharia.com.br/blog/36-softwares-para-engenheiros-indispensaveis-para-sua-carreira/> Acesso em: 16 de julho de 2018

SITE ENGENHARIA. **Cálculo da Carga admissível de estacas por SPT**. Disponível em: <https://www.sitengenharia.com.br/softwarecargaestaca.html> Acesso em: 16 de julho de 2018.

SPERNAU, W. (2010). **Notas de aula – Estruturas de Fundações**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

STRAUB, H. **A History Of Civil Engineering; An Outline From Ancient To Modern Times**. Cambridge: The M.I.T. Press, 1964.

TQS. **SIEs Interação Solo-Estrutura**. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/index.php/conheca-os-sistemas-cadtqs/sises-interacao-solo-estrutura> Acesso em: 16 de julho de 2018.

VASCONCELOS, A. C. (2002). **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. Volume III. Studio Nobel. São Paulo.

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

APÊNDICE A – Exemplo modelo de calculo de capacidade de carga

Primeiramente calculou-se através das formulações gerais a capacidade de carga total por ambas as metodologias:

- Aoki-Velloso

$$Q_r = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \times \sum_{i=0}^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L) \quad (1)$$

- Décourt-Quaresma

$$Q_r = U \times \beta \times \sum_{i=0}^n 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times \Delta_L + (K_2 \times \alpha_2 \times N_p \times A_p) \quad (2)$$

Salienta-se que os coeficientes adotados foram baseados nas Tabela 1, Tabela 2, Tabela 3 e Tabela 4 constantes na Revisão de Literatura.

Por fim, substitui-se os valores resultantes das formulas (1) e (2) na equação (3) abaixo de capacidade de carga admissível:

- Formulação Geral

$$Q_r \text{ Adm} = \frac{Q_r}{F_s} \quad (3)$$

Desse modo, os parâmetros utilizados e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma para as diferentes condições estabelecidas para a validação da aplicação computacional estão sintetizados nos APÊNDICE B – Validação do *software* para a Condição 1 e APÊNDICE C – Validação do *software* para a Condição 2.

APÊNDICE B – Validação do *software* para a Condição 1

Tabela 5 – Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Hélice Continua - 20cm)

AOKI-VELOSO														
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m ²)	α	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	QL (kN)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kN)
1	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	2	1	350	0.024	3	3.8	7.33	2	3.67	2.78	2	1.39	1.39	5.054
3	3	1	350	0.024	3	3.8	11.00	2	5.50	4.17	2	2.08	3.47	8.970
4	5	1	350	0.024	3	3.8	18.33	2	9.16	6.94	2	3.47	6.94	16.108
5	14	1	1000	0.014	3	3.8	146.61	2	73.30	32.41	2	16.20	23.15	96.452
6	21	1	1000	0.014	3	3.8	219.91	2	109.96	48.61	2	24.31	47.45	157.410
7	28	1	1000	0.014	3	3.8	293.22	2	146.61	64.82	2	32.41	79.86	226.470
8	31	1	400	0.030	3	3.8	129.85	2	64.93	61.51	2	30.75	110.62	175.543
9	34	1	400	0.030	3	3.8	142.42	2	71.21	67.46	2	33.73	144.35	215.557
10	50	1	400	0.030	3	3.8	209.44	2	104.72	99.21	2	49.60	193.95	298.672
11	50	1	400	0.030	3	3.8	209.44	2	104.72	99.21	2	49.60	243.56	348.276
12	50	1	400	0.030	3	3.8	209.44	2	104.72	99.21	2	49.60	293.16	397.880
13	50	1	400	0.030	3	3.8	209.44	2	104.72	99.21	2	49.60	342.76	447.484
14	50	1	400	0.030	3	3.8	209.44	2	104.72	99.21	2	49.60	392.37	497.088
15	50	1	400	0.030	3	3.8	209.44	2	104.72	99.21	2	49.60	441.97	546.692
16	50	1	400	0.030	3	3.8	209.44	2	104.72	99.21	2	49.60	491.58	596.296
17	50	1	400	0.030	3	3.8	209.44	2	104.72	99.21	2	49.60	541.18	645.900

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 6 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Hélice Continua - 20cm)

DECOURT-QUARESMA													
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K2 (kn/m ²)	α_2	β	Qp (kn)	FSp	Qp Adm	QL (kn)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kn)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	3	1	120	0.3	1	2.26	2	1.13	12.57	2	6.28	6.28	7.414
3	3	1	120	0.3	1	4.15	2	2.07	12.57	2	6.28	12.57	14.640
4	5	1	120	0.3	1	8.29	2	4.15	16.76	2	8.38	20.94	25.091
5	14	1	400	0.3	1	50.27	2	25.13	35.60	2	17.80	38.75	63.879
6	21	1	400	0.3	1	79.17	2	39.58	50.27	2	25.13	63.88	103.463
7	28	1	400	0.3	1	100.53	2	50.27	64.93	2	32.46	96.34	146.608
8	31	1	200	0.3	1	58.43	2	29.22	71.21	2	35.60	131.95	161.164
9	34	1	200	0.3	1	72.26	2	36.13	77.49	2	38.75	170.69	206.822
10	50	1	200	0.3	1	84.19	2	42.10	111.00	2	55.50	226.19	268.292
11	50	1	200	0.3	1	94.25	2	47.12	111.00	2	55.50	281.70	328.820
12	50	1	200	0.3	1	94.25	2	47.12	111.00	2	55.50	337.20	384.322
13	50	1	200	0.3	1	94.25	2	47.12	111.00	2	55.50	392.70	439.823
14	50	1	200	0.3	1	94.25	2	47.12	111.00	2	55.50	448.20	495.324
15	50	1	200	0.3	1	94.25	2	47.12	111.00	2	55.50	503.70	550.826
16	50	1	200	0.3	1	94.25	2	47.12	111.00	2	55.50	559.20	606.327
17	50	1	200	0.3	1	94.25	2	47.12	111.00	2	55.50	614.70	661.829

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 7 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Hélice Continua - 30cm)

AOKI-VELOSO														
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m²)	α	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	QL (kN)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kN)
1	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	2	1	350	0.024	3	3.8	16.49	2	8.25	4.17	2	2.08	2.08	10.330
3	3	1	350	0.024	3	3.8	24.74	2	12.37	6.25	2	3.13	5.21	17.578
4	5	1	350	0.024	3	3.8	41.23	2	20.62	10.42	2	5.21	10.42	31.034
5	14	1	1000	0.014	3	3.8	329.87	2	164.93	48.61	2	24.31	34.72	199.656
6	21	1	1000	0.014	3	3.8	494.80	2	247.40	72.92	2	36.46	71.18	318.582
7	28	1	1000	0.014	3	3.8	659.73	2	329.87	97.22	2	48.61	119.79	449.661
8	31	1	400	0.030	3	3.8	292.17	2	146.08	92.26	2	46.13	165.93	312.010
9	34	1	400	0.030	3	3.8	320.44	2	160.22	101.19	2	50.60	216.52	376.743
10	50	1	400	0.030	3	3.8	471.24	2	235.62	148.81	2	74.41	290.93	526.547
11	50	1	400	0.030	3	3.8	471.24	2	235.62	148.81	2	74.41	365.33	600.954
12	50	1	400	0.030	3	3.8	471.24	2	235.62	148.81	2	74.41	439.74	675.360
13	50	1	400	0.030	3	3.8	471.24	2	235.62	148.81	2	74.41	514.15	749.766
14	50	1	400	0.030	3	3.8	471.24	2	235.62	148.81	2	74.41	588.55	824.172
15	50	1	400	0.030	3	3.8	471.24	2	235.62	148.81	2	74.41	662.96	898.578
16	50	1	400	0.030	3	3.8	471.24	2	235.62	148.81	2	74.41	737.36	972.984
17	50	1	400	0.030	3	3.8	471.24	2	235.62	148.81	2	74.41	811.77	1047.390

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 8 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Hélice Continua - 30cm)

DECOURT-QUARESMA													
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K2 (kn/m ²)	α_2	β	Qp (kn)	FSp	Qp Adm	QL (kn)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kn)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	3	1	120	0.3	1	5.09	2	2.54	18.85	2	9.42	9.42	11.969
3	3	1	120	0.3	1	9.33	2	4.67	18.85	2	9.42	18.85	23.515
4	5	1	120	0.3	1	18.66	2	9.33	25.13	2	12.57	31.42	40.746
5	14	1	400	0.3	1	113.10	2	56.55	53.41	2	26.70	58.12	114.668
6	21	1	400	0.3	1	178.13	2	89.06	75.40	2	37.70	95.82	184.883
7	28	1	400	0.3	1	226.19	2	113.10	97.39	2	48.69	144.51	257.611
8	31	1	200	0.3	1	131.48	2	65.74	106.81	2	53.41	197.92	263.658
9	34	1	200	0.3	1	162.58	2	81.29	116.24	2	58.12	256.04	337.329
10	50	1	200	0.3	1	189.44	2	94.72	166.50	2	83.25	339.29	434.011
11	50	1	200	0.3	1	212.06	2	106.03	166.50	2	83.25	422.54	528.573
12	50	1	200	0.3	1	212.06	2	106.03	166.50	2	83.25	505.80	611.825
13	50	1	200	0.3	1	212.06	2	106.03	166.50	2	83.25	589.05	695.077
14	50	1	200	0.3	1	212.06	2	106.03	166.50	2	83.25	672.30	778.330
15	50	1	200	0.3	1	212.06	2	106.03	166.50	2	83.25	755.55	861.582
16	50	1	200	0.3	1	212.06	2	106.03	166.50	2	83.25	838.81	944.834
17	50	1	200	0.3	1	212.06	2	106.03	166.50	2	83.25	922.06	1028.086

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 9 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Hélice Continua - 40cm)

AOKI-VELOSO														
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m ²)	α	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	QL (kN)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kN)
1	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	2	1	350	0.024	3	3.8	29.32	2	14.66	5.56	2	2.78	2.78	17.439
3	3	1	350	0.024	3	3.8	43.98	2	21.99	8.33	2	4.17	6.94	28.936
4	5	1	350	0.024	3	3.8	73.30	2	36.65	13.89	2	6.94	13.89	50.541
5	14	1	1000	0.014	3	3.8	586.43	2	293.22	64.82	2	32.41	46.30	339.512
6	21	1	1000	0.014	3	3.8	879.65	2	439.82	97.22	2	48.61	94.91	534.732
7	28	1	1000	0.014	3	3.8	1172.86	2	586.43	129.63	2	64.82	159.73	746.156
8	31	1	400	0.030	3	3.8	519.41	2	259.70	123.02	2	61.51	221.23	480.939
9	34	1	400	0.030	3	3.8	569.68	2	284.84	134.92	2	67.46	288.70	573.534
10	50	1	400	0.030	3	3.8	837.76	2	418.88	198.42	2	99.21	387.90	806.783
11	50	1	400	0.030	3	3.8	837.76	2	418.88	198.42	2	99.21	487.11	905.991
12	50	1	400	0.030	3	3.8	837.76	2	418.88	198.42	2	99.21	586.32	1005.199
13	50	1	400	0.030	3	3.8	837.76	2	418.88	198.42	2	99.21	685.53	1104.408
14	50	1	400	0.030	3	3.8	837.76	2	418.88	198.42	2	99.21	784.74	1203.616
15	50	1	400	0.030	3	3.8	837.76	2	418.88	198.42	2	99.21	883.94	1302.824
16	50	1	400	0.030	3	3.8	837.76	2	418.88	198.42	2	99.21	983.15	1402.032
17	50	1	400	0.030	3	3.8	837.76	2	418.88	198.42	2	99.21	1082.36	1501.240

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 10 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Hélice Continua - 40cm)

DECOURT-QUARESMA													
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K2 (kn/m ²)	α_2	β	Qp (kn)	FSp	Qp Adm	QL (kn)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kn)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	3	1	120	0.3	1	9.05	2	4.52	25.13	2	12.57	12.57	17.090
3	3	1	120	0.3	1	16.59	2	8.29	25.13	2	12.57	25.13	33.427
4	5	1	120	0.3	1	33.18	2	16.59	33.51	2	16.76	41.89	58.476
5	14	1	400	0.3	1	201.06	2	100.53	71.21	2	35.60	77.49	178.024
6	21	1	400	0.3	1	316.67	2	158.34	100.53	2	50.27	127.76	286.094
7	28	1	400	0.3	1	402.12	2	201.06	129.85	2	64.93	192.68	393.746
8	31	1	200	0.3	1	233.73	2	116.87	142.42	2	71.21	263.89	380.761
9	34	1	200	0.3	1	289.03	2	144.51	154.99	2	77.49	341.39	485.900
10	50	1	200	0.3	1	336.78	2	168.39	222.01	2	111.00	452.39	620.779
11	50	1	200	0.3	1	376.99	2	188.50	222.01	2	111.00	563.39	751.888
12	50	1	200	0.3	1	376.99	2	188.50	222.01	2	111.00	674.40	862.891
13	50	1	200	0.3	1	376.99	2	188.50	222.01	2	111.00	785.40	973.894
14	50	1	200	0.3	1	376.99	2	188.50	222.01	2	111.00	896.40	1084.897
15	50	1	200	0.3	1	376.99	2	188.50	222.01	2	111.00	1007.40	1195.900
16	50	1	200	0.3	1	376.99	2	188.50	222.01	2	111.00	1118.41	1306.903
17	50	1	200	0.3	1	376.99	2	188.50	222.01	2	111.00	1229.41	1417.905

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 11 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Hélice Continua - 50cm)

AOKI-VELOSO														
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m²)	α	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	QL (kN)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kN)
1	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	2	1	350	0.024	3	3.8	45.81	2	22.91	6.94	2	3.47	3.47	26.380
3	3	1	350	0.024	3	3.8	68.72	2	34.36	10.42	2	5.21	8.68	43.042
4	5	1	350	0.024	3	3.8	114.54	2	57.27	17.36	2	8.68	17.36	74.630
5	14	1	1000	0.014	3	3.8	916.30	2	458.15	81.02	2	40.51	57.87	516.020
6	21	1	1000	0.014	3	3.8	1374.45	2	687.22	121.53	2	60.77	118.64	805.860
7	28	1	1000	0.014	3	3.8	1832.60	2	916.30	162.04	2	81.02	199.66	1115.954
8	31	1	400	0.030	3	3.8	811.58	2	405.79	153.77	2	76.89	276.54	682.332
9	34	1	400	0.030	3	3.8	890.12	2	445.06	168.65	2	84.33	360.87	805.929
10	50	1	400	0.030	3	3.8	1309.00	2	654.50	248.02	2	124.01	484.88	1139.378
11	50	1	400	0.030	3	3.8	1309.00	2	654.50	248.02	2	124.01	608.89	1263.389
12	50	1	400	0.030	3	3.8	1309.00	2	654.50	248.02	2	124.01	732.90	1387.399
13	50	1	400	0.030	3	3.8	1309.00	2	654.50	248.02	2	124.01	856.91	1511.409
14	50	1	400	0.030	3	3.8	1309.00	2	654.50	248.02	2	124.01	980.92	1635.419
15	50	1	400	0.030	3	3.8	1309.00	2	654.50	248.02	2	124.01	1104.93	1759.430
16	50	1	400	0.030	3	3.8	1309.00	2	654.50	248.02	2	124.01	1228.94	1883.440
17	50	1	400	0.030	3	3.8	1309.00	2	654.50	248.02	2	124.01	1352.95	2007.450

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 12 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Hélice Continua - 50cm)

DECOURT-QUARESMA													
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K2 (kn/m ²)	α_2	β	Qp (kn)	FSp	Qp Adm	QL (kn)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kn)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	3	1	120	0.3	1	14.14	2	7.07	31.42	2	15.71	15.71	22.777
3	3	1	120	0.3	1	25.92	2	12.96	31.42	2	15.71	31.42	44.375
4	5	1	120	0.3	1	51.84	2	25.92	41.89	2	20.94	52.36	78.278
5	14	1	400	0.3	1	314.16	2	157.08	89.01	2	44.51	96.87	253.945
6	21	1	400	0.3	1	494.80	2	247.40	125.66	2	62.83	159.70	407.098
7	28	1	400	0.3	1	628.32	2	314.16	162.32	2	81.16	240.86	555.015
8	31	1	200	0.3	1	365.21	2	182.61	178.02	2	89.01	329.87	512.472
9	34	1	200	0.3	1	451.60	2	225.80	193.73	2	96.87	426.73	652.535
10	50	1	200	0.3	1	526.22	2	263.11	277.51	2	138.75	565.49	828.595
11	50	1	200	0.3	1	589.05	2	294.52	277.51	2	138.75	704.24	998.765
12	50	1	200	0.3	1	589.05	2	294.52	277.51	2	138.75	842.99	1137.518
13	50	1	200	0.3	1	589.05	2	294.52	277.51	2	138.75	981.75	1276.272
14	50	1	200	0.3	1	589.05	2	294.52	277.51	2	138.75	1120.50	1415.026
15	50	1	200	0.3	1	589.05	2	294.52	277.51	2	138.75	1259.26	1553.779
16	50	1	200	0.3	1	589.05	2	294.52	277.51	2	138.75	1398.01	1692.533
17	50	1	200	0.3	1	589.05	2	294.52	277.51	2	138.75	1536.76	1831.287

Fonte: Elaborado pelo Autor

APÊNDICE C – Validação do *software* para a Condição 2

Tabela 13 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Estaca Raiz - 60cm)

AOKI-VELOSO														
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m ²)	α	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	QL (kN)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kN)
1	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	2	1	1000	0.014	2.2	2.4	257.04	2	128.52	21.99	2	11.00	11.00	139.515
3	8	1	1000	0.014	2.2	2.4	1028.16	2	514.08	87.96	2	43.98	54.98	569.057
4	16	1	1000	0.014	2.2	2.4	2056.32	2	1028.16	175.93	2	87.96	142.94	1171.100
5	7	1	1000	0.014	2.2	2.4	899.64	2	449.82	76.97	2	38.48	181.43	631.246
6	8	1	1000	0.014	2.2	2.4	1028.16	2	514.08	87.96	2	43.98	225.41	739.488
7	14	1	1000	0.014	2.2	2.4	1799.28	2	899.64	153.94	2	76.97	302.38	1202.016
8	16	1	1000	0.014	2.2	2.4	2056.32	2	1028.16	175.93	2	87.96	390.34	1418.500
9	23	1	400	0.030	2.2	2.4	1182.38	2	591.19	216.77	2	108.38	498.73	1089.918
10	50	1	400	0.030	2.2	2.4	2570.39	2	1285.20	471.24	2	235.62	734.35	2019.544
11	50	1	400	0.030	2.2	2.4	2570.39	2	1285.20	471.24	2	235.62	969.97	2255.164
12	50	1	400	0.030	2.2	2.4	2570.39	2	1285.20	471.24	2	235.62	1205.59	2490.783
13	50	1	400	0.030	2.2	2.4	2570.39	2	1285.20	471.24	2	235.62	1441.21	2726.403
14	50	1	400	0.030	2.2	2.4	2570.39	2	1285.20	471.24	2	235.62	1676.83	2962.022
15	50	1	400	0.030	2.2	2.4	2570.39	2	1285.20	471.24	2	235.62	1912.44	3197.642
16	50	1	400	0.030	2.2	2.4	2570.39	2	1285.20	471.24	2	235.62	2148.06	3433.261
17	50	1	400	0.030	2.2	2.4	2570.39	2	1285.20	471.24	2	235.62	2383.68	3668.880

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 14 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Estaca Raiz - 60cm)

DECOURT-QUARESMA													
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K2 (kn/m ²)	$\alpha 2$	β	Qp (kn)	FSp	Qp Adm	QL (kn)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kn)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	3	1	400	0.5	1.5	207.35	2	103.67	56.55	2	28.27	28.27	131.947
3	8	1	400	0.5	1.5	508.94	2	254.47	103.67	2	51.84	80.11	334.580
4	16	1	400	0.5	1.5	584.34	2	292.17	179.07	2	89.54	169.65	461.814
5	7	1	400	0.5	1.5	584.34	2	292.17	94.25	2	47.12	216.77	508.938
6	8	1	400	0.5	1.5	546.64	2	273.32	103.67	2	51.84	268.61	541.925
7	14	1	400	0.5	1.5	716.28	2	358.14	160.22	2	80.11	348.72	706.858
8	16	1	400	0.5	1.5	999.03	2	499.51	179.07	2	89.54	438.25	937.765
9	23	1	200	0.6	1.5	1006.57	2	503.28	245.04	2	122.52	560.77	1064.057
10	50	1	200	0.6	1.5	1391.10	2	695.55	499.51	2	249.76	810.53	1506.080
11	50	1	200	0.6	1.5	1696.46	2	848.23	499.51	2	249.76	1060.29	1908.518
12	50	1	200	0.6	1.5	1696.46	2	848.23	499.51	2	249.76	1310.04	2158.274
13	50	1	200	0.6	1.5	1696.46	2	848.23	499.51	2	249.76	1559.80	2408.031
14	50	1	200	0.6	1.5	1696.46	2	848.23	499.51	2	249.76	1809.56	2657.787
15	50	1	200	0.6	1.5	1696.46	2	848.23	499.51	2	249.76	2059.31	2907.544
16	50	1	200	0.6	1.5	1696.46	2	848.23	499.51	2	249.76	2309.07	3157.301
17	50	1	200	0.6	1.5	1696.46	2	848.23	499.51	2	249.76	2558.83	3407.057

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 15 – Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Estaca Raiz - 70cm)

AOKI-VELOSO														
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m²)	α	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	QL (kN)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kN)
1	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	2	1	1000	0.014	2.2	2.4	349.86	2	174.93	25.66	2	12.83	12.83	187.758
3	8	1	1000	0.014	2.2	2.4	1399.44	2	699.72	102.63	2	51.31	64.14	763.859
4	16	1	1000	0.014	2.2	2.4	2798.87	2	1399.44	205.25	2	102.63	166.77	1566.203
5	7	1	1000	0.014	2.2	2.4	1224.51	2	612.25	89.80	2	44.90	211.66	823.918
6	8	1	1000	0.014	2.2	2.4	1399.44	2	699.72	102.63	2	51.31	262.98	962.696
7	14	1	1000	0.014	2.2	2.4	2449.01	2	1224.51	179.59	2	89.80	352.77	1577.282
8	16	1	1000	0.014	2.2	2.4	2798.87	2	1399.44	205.25	2	102.63	455.40	1854.837
9	23	1	400	0.030	2.2	2.4	1609.35	2	804.68	252.90	2	126.45	581.85	1386.525
10	50	1	400	0.030	2.2	2.4	3498.59	2	1749.30	549.78	2	274.89	856.74	2606.034
11	50	1	400	0.030	2.2	2.4	3498.59	2	1749.30	549.78	2	274.89	1131.63	2880.924
12	50	1	400	0.030	2.2	2.4	3498.59	2	1749.30	549.78	2	274.89	1406.52	3155.813
13	50	1	400	0.030	2.2	2.4	3498.59	2	1749.30	549.78	2	274.89	1681.41	3430.702
14	50	1	400	0.030	2.2	2.4	3498.59	2	1749.30	549.78	2	274.89	1956.30	3705.592
15	50	1	400	0.030	2.2	2.4	3498.59	2	1749.30	549.78	2	274.89	2231.19	3980.481
16	50	1	400	0.030	2.2	2.4	3498.59	2	1749.30	549.78	2	274.89	2506.07	4255.371
17	50	1	400	0.030	2.2	2.4	3498.59	2	1749.30	549.78	2	274.89	2780.96	4530.260

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 16 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Estaca Raiz - 70cm)

DECOURT-QUARESMA													
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K2 (kn/m ²)	$\alpha 2$	β	Qp (kn)	FSp	Qp Adm	QL (kn)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kn)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	3	1	400	0.5	1.5	282.22	2	141.11	65.97	2	32.99	32.99	174.097
3	8	1	400	0.5	1.5	692.72	2	346.36	120.95	2	60.48	93.46	439.823
4	16	1	400	0.5	1.5	795.35	2	397.67	208.92	2	104.46	197.92	595.594
5	7	1	400	0.5	1.5	795.35	2	397.67	109.96	2	54.98	252.90	650.571
6	8	1	400	0.5	1.5	744.03	2	372.02	120.95	2	60.48	313.37	685.391
7	14	1	400	0.5	1.5	974.94	2	487.47	186.92	2	93.46	406.84	894.307
8	16	1	400	0.5	1.5	1359.79	2	679.89	208.92	2	104.46	511.29	1191.187
9	23	1	200	0.6	1.5	1370.05	2	685.02	285.88	2	142.94	654.24	1339.261
10	50	1	200	0.6	1.5	1893.44	2	946.72	582.77	2	291.38	945.62	1892.338
11	50	1	200	0.6	1.5	2309.07	2	1154.54	582.77	2	291.38	1237.00	2391.537
12	50	1	200	0.6	1.5	2309.07	2	1154.54	582.77	2	291.38	1528.38	2682.920
13	50	1	200	0.6	1.5	2309.07	2	1154.54	582.77	2	291.38	1819.77	2974.303
14	50	1	200	0.6	1.5	2309.07	2	1154.54	582.77	2	291.38	2111.15	3265.686
15	50	1	200	0.6	1.5	2309.07	2	1154.54	582.77	2	291.38	2402.53	3557.068
16	50	1	200	0.6	1.5	2309.07	2	1154.54	582.77	2	291.38	2693.92	3848.451
17	50	1	200	0.6	1.5	2309.07	2	1154.54	582.77	2	291.38	2985.30	4139.834

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 17 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Estaca Raiz - 80cm)

AOKI-VELOSO														
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m²)	α	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	QL (kN)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kN)
1	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	2	1	1000	0.014	2.2	2.4	456.96	2	228.48	29.32	2	14.66	14.66	243.140
3	8	1	1000	0.014	2.2	2.4	1827.84	2	913.92	117.29	2	58.64	73.30	987.222
4	16	1	1000	0.014	2.2	2.4	3655.67	2	1827.84	234.57	2	117.29	190.59	2018.426
5	7	1	1000	0.014	2.2	2.4	1599.36	2	799.68	102.63	2	51.31	241.90	1041.581
6	8	1	1000	0.014	2.2	2.4	1827.84	2	913.92	117.29	2	58.64	300.55	1214.464
7	14	1	1000	0.014	2.2	2.4	3198.71	2	1599.36	205.25	2	102.63	403.17	2002.527
8	16	1	1000	0.014	2.2	2.4	3655.67	2	1827.84	234.57	2	117.29	520.46	2348.293
9	23	1	400	0.030	2.2	2.4	2102.01	2	1051.01	289.03	2	144.51	664.97	1715.976
10	50	1	400	0.030	2.2	2.4	4569.59	2	2284.79	628.32	2	314.16	979.13	3263.924
11	50	1	400	0.030	2.2	2.4	4569.59	2	2284.79	628.32	2	314.16	1293.29	3578.084
12	50	1	400	0.030	2.2	2.4	4569.59	2	2284.79	628.32	2	314.16	1607.45	3892.243
13	50	1	400	0.030	2.2	2.4	4569.59	2	2284.79	628.32	2	314.16	1921.61	4206.402
14	50	1	400	0.030	2.2	2.4	4569.59	2	2284.79	628.32	2	314.16	2235.77	4520.561
15	50	1	400	0.030	2.2	2.4	4569.59	2	2284.79	628.32	2	314.16	2549.93	4834.721
16	50	1	400	0.030	2.2	2.4	4569.59	2	2284.79	628.32	2	314.16	2864.09	5148.880
17	50	1	400	0.030	2.2	2.4	4569.59	2	2284.79	628.32	2	314.16	3178.24	5463.039

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 18 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Estaca Raiz - 80cm)

DECOURT-QUARESMA													
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K2 (kn/m ²)	$\alpha 2$	β	Qp (kn)	FSp	Qp Adm	QL (kn)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kn)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	3	1	400	0.5	1.5	368.61	2	184.31	75.40	2	37.70	37.70	222.006
3	8	1	400	0.5	1.5	904.78	2	452.39	138.23	2	69.12	106.81	559.203
4	16	1	400	0.5	1.5	1038.82	2	519.41	238.76	2	119.38	226.19	745.605
5	7	1	400	0.5	1.5	1038.82	2	519.41	125.66	2	62.83	289.03	808.437
6	8	1	400	0.5	1.5	971.80	2	485.90	138.23	2	69.12	358.14	844.041
7	14	1	400	0.5	1.5	1273.39	2	636.70	213.63	2	106.81	464.96	1101.652
8	16	1	400	0.5	1.5	1776.05	2	888.02	238.76	2	119.38	584.34	1472.360
9	23	1	200	0.6	1.5	1789.45	2	894.73	326.73	2	163.36	747.70	1642.425
10	50	1	200	0.6	1.5	2473.06	2	1236.53	666.02	2	333.01	1080.71	2317.239
11	50	1	200	0.6	1.5	3015.93	2	1507.96	666.02	2	333.01	1413.72	2921.681
12	50	1	200	0.6	1.5	3015.93	2	1507.96	666.02	2	333.01	1746.73	3254.690
13	50	1	200	0.6	1.5	3015.93	2	1507.96	666.02	2	333.01	2079.73	3587.699
14	50	1	200	0.6	1.5	3015.93	2	1507.96	666.02	2	333.01	2412.74	3920.708
15	50	1	200	0.6	1.5	3015.93	2	1507.96	666.02	2	333.01	2745.75	4253.716
16	50	1	200	0.6	1.5	3015.93	2	1507.96	666.02	2	333.01	3078.76	4586.725
17	50	1	200	0.6	1.5	3015.93	2	1507.96	666.02	2	333.01	3411.77	4919.734

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 19 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Aoki-Velloso (Estaca Raiz - 90cm)

AOKI-VELOSO														
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m²)	α	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	QL (kN)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kN)
1	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	2	1	1000	0.014	2.2	2.4	578.34	2	289.17	32.99	2	16.49	16.49	305.663
3	8	1	1000	0.014	2.2	2.4	2313.35	2	1156.68	131.95	2	65.97	82.47	1239.144
4	16	1	1000	0.014	2.2	2.4	4626.71	2	2313.35	263.89	2	131.95	214.41	2527.768
5	7	1	1000	0.014	2.2	2.4	2024.19	2	1012.09	115.45	2	57.73	272.14	1284.233
6	8	1	1000	0.014	2.2	2.4	2313.35	2	1156.68	131.95	2	65.97	338.11	1494.791
7	14	1	1000	0.014	2.2	2.4	4048.37	2	2024.19	230.91	2	115.45	453.57	2477.753
8	16	1	1000	0.014	2.2	2.4	4626.71	2	2313.35	263.89	2	131.95	585.51	2898.869
9	23	1	400	0.030	2.2	2.4	2660.36	2	1330.18	325.15	2	162.58	748.09	2078.271
10	50	1	400	0.030	2.2	2.4	5783.39	2	2891.69	706.86	2	353.43	1101.52	3993.214
11	50	1	400	0.030	2.2	2.4	5783.39	2	2891.69	706.86	2	353.43	1454.95	4346.643
12	50	1	400	0.030	2.2	2.4	5783.39	2	2891.69	706.86	2	353.43	1808.38	4700.073
13	50	1	400	0.030	2.2	2.4	5783.39	2	2891.69	706.86	2	353.43	2161.81	5053.502
14	50	1	400	0.030	2.2	2.4	5783.39	2	2891.69	706.86	2	353.43	2515.24	5406.931
15	50	1	400	0.030	2.2	2.4	5783.39	2	2891.69	706.86	2	353.43	2868.67	5760.360
16	50	1	400	0.030	2.2	2.4	5783.39	2	2891.69	706.86	2	353.43	3222.10	6113.789
17	50	1	400	0.030	2.2	2.4	5783.39	2	2891.69	706.86	2	353.43	3575.53	6467.218

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 20 - Variáveis utilizadas e Resultados calculados manualmente para o método de Décourt-Quaresma (Estaca Raiz - 90cm)

DECOURT-QUARESMA													
Prof.(m)	NSPT	ΔL (m)	K2 (kn/m ²)	$\alpha 2$	β	Qp (kn)	FSp	Qp Adm	QL (kn)	FSL	QL Adm	ΣQL Adm	QR (kn)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	3	1	400	0.5	1.5	466.53	2	233.26	84.82	2	42.41	42.41	275.675
3	8	1	400	0.5	1.5	1145.11	2	572.56	155.51	2	77.75	120.17	692.721
4	16	1	400	0.5	1.5	1314.76	2	657.38	268.61	2	134.30	254.47	911.847
5	7	1	400	0.5	1.5	1314.76	2	657.38	141.37	2	70.69	325.15	982.533
6	8	1	400	0.5	1.5	1229.93	2	614.97	155.51	2	77.75	402.91	1017.876
7	14	1	400	0.5	1.5	1611.64	2	805.82	240.33	2	120.17	523.08	1328.894
8	16	1	400	0.5	1.5	2247.81	2	1123.90	268.61	2	134.30	657.38	1781.283
9	23	1	200	0.6	1.5	2264.77	2	1132.39	367.57	2	183.78	841.16	1973.549
10	50	1	200	0.6	1.5	3129.97	2	1564.98	749.27	2	374.63	1215.80	2780.781
11	50	1	200	0.6	1.5	3817.04	2	1908.52	749.27	2	374.63	1590.43	3498.949
12	50	1	200	0.6	1.5	3817.04	2	1908.52	749.27	2	374.63	1965.07	3873.584
13	50	1	200	0.6	1.5	3817.04	2	1908.52	749.27	2	374.63	2339.70	4248.219
14	50	1	200	0.6	1.5	3817.04	2	1908.52	749.27	2	374.63	2714.34	4622.854
15	50	1	200	0.6	1.5	3817.04	2	1908.52	749.27	2	374.63	3088.97	4997.489
16	50	1	200	0.6	1.5	3817.04	2	1908.52	749.27	2	374.63	3463.61	5372.123
17	50	1	200	0.6	1.5	3817.04	2	1908.52	749.27	2	374.63	3838.24	5746.758

Fonte: Elaborado pelo Autor

ANEXO A – Laudo de sondagem 1

Figura 35 - Laudo de sondagem utilizado para o dimensionamento da Condição 1

Profundidade	Nº da Amostra	N.A.	1ª-2ª	2ª-3ª	1ª e 2ª penetração					2ª e 3ª penetração			Nº	(%)	(%)	*Consistência/ **Compactação	Descrição do Solo
			15	15	10	20	30	40	50	Frag.	Recup.	RQD					
-1,00	0																Argila arenosa marrom.
-2,00	1		2	2												muito mole*	Idem vermelha.
-3,00	2		2	3												mole*	
-4,00	2		3	5												mole*	
-5,00	3		10	14												mediamente compacta**	Areia média variegado.
-6,00	4		19	21												compacta**	
-7,00	4		21	28												compacta**	Idem com pedregulho médio de quartzo.
-8,00	5		23	31												compacta**	Silte variegado.
-9,00	6		36	34/19												muito compacta**	
-10,00	7		50/22	22/07												muito compacta**	
-11,00	8		50/20	23/05												muito compacta**	
-12,00	9		50/21	25/06												muito compacta**	
-13,00	10		50/23	26/08												muito compacta**	
-14,00	11		50/19	13/04												muito compacta**	
-15,00	12		50/15													muito compacta**	
-16,00	13		50/17	08/02												muito compacta**	
-17,00	14		50/13													muito compacta**	Silte cinza.
-18,00	15		50/10													muito compacta**	Alteração de argilite cinza.
-19,00	16		50/09							0,0	0%	0%				muito compacta**	Amostra não recuperada.
-20,00	17		50/08							0,0	0%	0%				muito compacta**	
-21,00	18		50/05							0,0	0%	0%				muito compacta**	
-22,00	19		50/06							0,0	0%	0%				muito compacta**	Argilite cinza.
-23,00	20		50/04							0,0	0%	0%				muito compacta**	
-24,00	21		50/05							4,0	17%	0%				muito compacta**	
-25,00	22		50/06							9,0	13%	0%				muito compacta**	

Fonte: Rego (2018, p. 36)

ANEXO B - Laudo de sondagem 2

Figura 36 - Laudo de sondagem utilizado para o dimensionamento da Condição 2

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1º+2º 15	2º+3º 15	1ª e 2ª penetração 10 20 30 40 50	2ª e 3ª penetração 10 20 30 40 50	Nº Frág.	(%) Recup.	(%) RQD	*Consistência/ **Compacidade	Descrição do Solo
-1,00	0										Areia fina marrom.
-2,00	1		2	2						fofa**	Idem avermelhada.
-3,00	2		7	8						pouco compacta**	
-4,00	3		13	16						medianamente compacta**	
-5,00	4		8	7						pouco compacta**	
-6,00	5		7	8						pouco compacta**	Areia fina variegado.
-7,00	6		10	14						medianamente compacta**	
-8,00	7		15	16						medianamente compacta**	Areia grossa variegado com pedregulho médio de quartzo.
-9,00	8		16	23						compacta**	Silte variegado.
-10,00	9		27	38/19						muito compacta**	
-11,00	10		45	35/17						muito compacta**	
-12,00	11		51	42/18						muito compacta**	
-13,00	12		50/24	30/09						muito compacta**	
-14,00	13		50/15							muito compacta**	Silte cinza.
-15,00	14		50/15							muito compacta**	
-16,00	15		50/20	20/05						muito compacta**	
-17,00	16		50/26	27/11						muito compacta**	
-18,00	17		50/17	10/02						muito compacta**	Argilito cinza.
-19,00	18		50/08							dura*	
-20,00	19		50/07							dura*	Argilito cinza.
-21,00	20		50/05							dura*	
-22,00	21		50/06							dura*	
-23,00	22		50/04							dura*	
-24,00	23		50/05							dura*	
-25,00	24		50/07							dura*	
-25,05	25		50/05							dura*	

Fonte: Rego (2018, p. 37)