

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

FERNANDO LUÍS POLETTO

**DESENVOLVIMENTO DE UM *SOFTWARE* ACADÊMICO PARA AUXILIAR NO
DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES**

**CASCABEL - PR
2018**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

FERNANDO LUÍS POLETTTO

**DESENVOLVIMENTO DE UM *SOFTWARE* ACADÊMICO PARA AUXILIAR NO
DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz - FAG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Professor Orientador: Mestre Engenheiro Civil
Maycon André de Almeida.**

**CASCADEL - PR
2018**

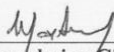
CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

FERNANDO LUÍS POLETTO

**DESENVOLVIMENTO DE UM *SOFTWARE* ACADÊMICO PARA AUXILIAR
NO DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário FAG,
como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob
orientação do Professor **Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida**.

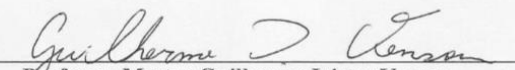
BANCA EXAMINADORA



Orientador Prof. Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil



Professor Mestre Elenilton Jairo Dezengrini
Centro Universitário Assis Gurgacz
Analista e Desenvolvedor de Sistemas



Professor Mestre Guilherme Irineu Venson
Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Engenheiro Civil

Cascavel, 14 de junho de 2018.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao amor da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu amor e a minha família pelo apoio, ao meu professor orientador por seus encaminhamentos e exemplo de profissional e a todos que torcem por mim, muito obrigado!

EPÍGRAFE

“Uma máquina consegue fazer o trabalho de cinquenta homens ordinários.
Nenhuma máquina consegue fazer o trabalho de um homem extraordinário.”

Elbert Hubbard.

RESUMO

As ferramentas computacionais (*softwares*) na Construção Civil certamente promovem soluções e verificações rápidas, seguras e econômicas dos projetos. Isso se deve ao fato da Informática auxiliar a Engenharia Civil em suas múltiplas aplicações, entre elas e inclusa na delimitação desse estudo, está o cálculo automático do dimensionamento de sapatas, tubulões e estacas, que são elementos de fundações superficiais (diretas ou rasas) e profundas (indiretas). Sabendo-se que após o estudo do solo são necessários procedimentos eficazes para o cálculo do dimensionamento desses elementos, reuniu-se métodos semi-empíricos e o método teórico de Terzaghi para dimensionamento em uma única ferramenta para comparativo e ganho de produtividade. O desenvolvimento dessa ferramenta partiu do interesse em unir Sistemas de Informação e Engenharia Civil e em elaborar um *software* confiável, de fácil uso e acesso acadêmico, que aproxime o aluno do campo profissional, visto que, a aquisição desses produtos no mercado, normalmente é inviável para uma parcela dos universitários. Esse estudo recorre a bibliografias na área de Engenharia de Fundações, além da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) como documento normativo. Alicerçado no material teórico e fórmulas, a estruturação do sistema computacional foi elaborada seguindo um diagrama de caso de uso, em linguagem de modelagem UML (do inglês: *Unified Modeling Language*), indicando a performance, implemento de determinadas etapas e a ação do *software*, numa realidade de uso acadêmico. Durante a programação foram projetados, associados e testados algoritmos únicos para cada tipo de método de dimensionamento geométrico em conjunto com cada elemento de fundação, para tanto, utilizou-se como instrumento a linguagem de programação *Java* no ambiente da ferramenta *NetBeans*. Portanto, esse estudo detalha as etapas do desenvolvimento do *software* e seu momento de prova, demonstrando sua confiabilidade e indicando aspectos para futuras pesquisas nesse segmento.

Palavras-chave: *Software*. Dimensionamento. Fundações.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Amostrador padrão para SPT.....	20
Figura 2: Equipamento de sondagem SPT	21
Figura 3: Representação das sapatas	23
Figura 4: Representação do bloco	24
Figura 5: Representação do <i>radier</i>	24
Figura 6: Representação do tubulão e do tubulão com campânula de ar comprimido.....	26
Figura 7: Representação da estaca de madeira e das estacas metálicas	27
Figura 8: Representação das estacas pré-moldadas de concreto e de uma estaca apiloadas ...	28
Figura 9: Representação da estaca Franki e da estaca Ômega	29
Figura 10: Representação da estaca broca escavada manualmente e da estaca escavada a trado mecânico.....	30
Figura 11: Representação da estaca Strauss e da estaca Hélice Contínua Monitorada.....	31
Figura 12: Representação da estaca Barrete e do Estacão	32
Figura 13: Representação da estaca-raiz e da microestaca	33
Figura 14: Exemplo de gráfico de Tensão x Recalque.....	35
Figura 15: Critérios da teoria de Terzaghi para ruptura de fundações superficiais.....	36
Figura 16: Solo arrastando a fundação	37
Figura 17: Zonas de cisalhamento radial e linear.....	37
Figura 18: Zonas de ruptura segundo teoria de Terzaghi.....	38
Figura 19: Diagrama de caso de uso, em linguagem de modelagem UML, apresentando a expectativa de utilização do <i>software</i> por um usuário.....	43
Figura 20: Parte da classe SPT do <i>software</i> na linguagem <i>Java</i>	59
Figura 21: Tela de Sondagem SPT.....	60
Figura 22: Tela do dimensionamento de estacas.....	61
Figura 23: Tela do dimensionamento de tubulão	62
Figura 24: Tela do dimensionamento de sapata	63
Figura 25: Parte do código do tratamento de algumas possíveis inconsistências e erros	63
Figura 26: Algoritmo do cálculo da resistência de atrito lateral da estaca pelo método de Vorcaro-Velloso	64
Figura 27: Código da apresentação dos resultados	64
Figura 28: Apresentação dos resultados.....	65
Figura 29: Gráfico da sondagem SPT	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fatores de segurança globais mínimos	34
Tabela 2: Fatores de forma a serem empregados na formulação teórica de Terzaghi	46
Tabela 3: Valores de k e α	50
Tabela 4: Valores de F_1 e F_2	50
Tabela 5: Valores de C	51
Tabela 6: Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	52
Tabela 7: Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	52
Tabela 8: Valores de C para estacas escavadas com lama bentonítica	53
Tabela 9: Valores aproximados de a , b , a' , b'	54
Tabela 10: Valores de α e β	55
Tabela 11: Grupos de solos	56
Tabela 12: Comparação dos resultados de carga admissível (kN)	66
Tabela 13: Resultado do dimensionamento de estaca fornecido pelo <i>software</i> (toneladas) ..	67
Tabela 14: Comparação dos resultados de tensão admissível para tubulão (kPa)	67
Tabela 15: Comparação dos resultados da área necessária para o dimensionamento do tubulão (m ²)	68
Tabela 16: Comparação dos resultados de tensão admissível para sapata (kPa)	68
Tabela 17: Comparação dos resultados da área necessária para o dimensionamento da sapata (m ²)	68

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1: Teoria de Terzaghi (1943).....	45
Equação 2: Coesão efetiva dos solos para solos moles ou fofos.....	45
Equação 3: Ângulo de atrito dos solos para solos moles ou fofos	46
Equação 4: Método de Mello (1975)	46
Equação 5: Método de Teixeira para solos argilosos (1996)	47
Equação 6: Método de Teixeira para solos arenosos (1996).....	47
Equação 7: Método de Alonso (1983)	48
Equação 8: Métodos de previsão de capacidade de estacas	48
Equação 9: Método Aoki-Velloso (1975)	49
Equação 10: Método Décourt-Quaresma (1978 e 1982).....	51
Equação 11: Método Décourt-Quaresma para capacidade de carga admissível (1978 e 1982)	52
Equação 12: Método de Velloso (1981).....	53
Equação 13: Método de Velloso para parcela de resistência de atrito lateral (1981)	53
Equação 14: Método de Velloso para parcela de resistência de ponta (1981).....	53
Equação 15: Método de Teixeira (1996).....	54
Equação 16: Método de Vorcaro-Velloso para parcela de resistência de ponta (2000)	57
Equação 17: Método de Vorcaro-Velloso para parcela de resistência de atrito lateral (2000)	57

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

API – *Application Program Interface*

C++ – *See plus plus*

CAD – *Computer-aided design*

CPT – *Cone Penetration Test*

IDE – *Interface Development Environment*

N – Índice de resistência à penetração do SPT

NBR – Norma Brasileira

PHP – *Personal Home Page*

POO – Programação Orientada a Objetos

SPT – *Standard Penetration Test*

SPT-T – *Standard Penetration Test*

UML – *Unified Modeling Language*

WEB – *World Wide Web*

SUMÁRIO

1 CAPÍTULO 1	13
1.1 INTRODUÇÃO	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.2.1 Objetivo geral	14
1.2.2 Objetivos específicos	15
1.3 JUSTIFICATIVA.....	15
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	16
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	16
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	16
2 CAPÍTULO 2	18
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1.1 Engenharia de Fundações	18
2.1.2 Sondagem Geotécnica SPT	19
2.1.3 Tipos de Fundações	22
2.1.3.1 Fundações Superficiais	22
2.1.3.2 Fundações Profundas	25
2.1.3.2.1 Tubulões	25
2.1.3.2.2 Estacas	26
2.1.3.2.2.1 Estacas de deslocamento	27
2.1.3.2.2.2 Estacas escavadas	29
2.1.3.2.2.3 Estacas injetadas	32
2.1.4 Fatores de segurança das fundações	33
2.1.5 Métodos de dimensionamento para fundações em sapatas e tubulões	34
2.1.5.1 Métodos de prova de carga sobre placa ou estaca	34
2.1.5.2 Teoria de Terzaghi (1943)	35
2.1.5.3 Métodos semi-empíricos.....	38
2.1.6 A informática aplicada a Engenharia Civil	38
2.1.7 Algoritmo	39
2.1.8 Linguagem <i>Java</i> de programação	40
2.1.9 <i>NetBeans</i>	41
3 CAPÍTULO 3	42
3.1 METODOLOGIA	42

3.1.1 Tipo de estudo e descrição do método	42
3.1.2 Realização do estudo	42
3.1.3 Manipulação do estudo e desenvolvimento do <i>software</i>	44
3.1.4 Teoria de Terzaghi e Métodos semi-empíricos aplicados a sapatas e tubulões	45
3.1.4.1 Teoria de Terzaghi (1943)	45
3.1.4.2 Métodos Semi-Empíricos para Sapatas e Tubulões utilizando SPT.....	46
3.1.4.2.1 Método de Mello (1975).....	46
3.1.4.2.2 Método de Teixeira (1996)	47
3.1.4.2.3 Método de Alonso (1983)	48
3.1.4.3 Métodos de previsão de capacidade de estacas	48
3.1.4.3.1 Método Aoki-Velloso (1975)	49
3.1.4.3.2 Método Décourt-Quaresma (1978 e 1982)	50
3.1.4.3.3 Método de Velloso (1981).....	53
3.1.4.3.4 Método de Teixeira (1996)	54
3.1.4.3.5 Método de Vercaro-Velloso (2000)	56
4 CAPÍTULO 4	59
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1.1 Desenvolvimento do Sistema.....	59
4.1.1.1 Interface do <i>Software</i>	60
4.1.1.2 Processamento dos dados.....	63
4.1.1.3 Apresentação das informações.....	65
4.1.2 Validação do <i>Software</i>	65
5 CAPÍTULO 5	69
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	69
6 CAPÍTULO 6	70
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	70
REFERÊNCIAS	71
APÊNDICE A: MANUAL DO SOFTWARE ACADÊMICO PARA DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES	74

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

A aplicação de ferramentas computacionais para a Construção Civil atualmente foca na precisão dos resultados. Na intenção de originar lucro em produtividade, buscam-se novas e aprimoradas tecnologias no setor, isso porque simulações, cálculos e as respostas geradas por esses programas auxiliam o trabalho do engenheiro civil, amplificam o desempenho das empresas e a segurança nas obras.

Kimura (2007) recorda as décadas onde ferramentas como a régua de cálculo (mãe da calculadora), calculadoras mecânicas (como o relógio de calcular, do professor alemão Wilhelm Schickard), dentre outras máquinas, auxiliaram os engenheiros em tarefas e contas menos complexas. Essa época de grandes limitações, em que os cálculos consumiam dias para serem processados e apenas modelos mais simples podiam ser avaliados, foi superada, preparando o caminho para a automatização dos métodos de cálculos.

Atualmente, a produção e o aperfeiçoamento de ferramentas para a Construção Civil são um segmento progressivo, intenso e contemporâneo, predominantemente realizado via programas computacionais (*softwares*), afinal, as etapas de edificação de um projeto desde o lançamento das informações, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos, até a impressão de plantas e desenhos, são influenciadas pela precisão que a informática propicia (KIMURA, 2007).

Nesse contexto, desenvolver tecnologias para a Engenharia Civil é implantar sistemas adequados e confiáveis para o setor, promovendo soluções e verificações rápidas, seguras e econômicas dos projetos. Desta maneira, a informática auxilia a Engenharia Civil em suas diversas aplicações, entre elas, e dentro da proposta e delimitação desse estudo, está o cálculo automático do dimensionamento de sapatas, estacas e tubulões, que são elementos de fundações superficiais (diretas ou rasas) e profundas (indiretas).

Uma fundação direta ou rasa é o elemento (subestrutura) que transmite as cargas da edificação (superestrutura) ao solo nas primeiras camadas de um terreno resistente, por sua vez, uma fundação indireta é a subestrutura que transmite a carga da superestrutura por meio de seu corpo, usando o atrito com o solo e a resistência em sua ponta a determinada profundidade (REBELLO, 2008).

Independente da fundação (superficial ou profunda) escolhida pelo engenheiro, após o estudo do solo, são necessários métodos eficazes para o cálculo de seu dimensionamento. A partir disso, surgiu a questão de vincular os diversos métodos para dimensionamento em uma única ferramenta para comparativo, resultando em ganho de produtividade e em análise de projetos, aliada ao interesse em unir Sistemas de Informação e Engenharia Civil e em elaborar um *software* confiável, de fácil uso e acesso acadêmico, que aproxime o aluno do campo profissional. Afinal, a aquisição dessas ferramentas no mercado normalmente requer um orçamento elevado e um computador de configurações avançadas, tornando-se inviável para uma parcela dos universitários.

Desde a graduação, é pertinente favorecer aos acadêmicos o contato com ferramentas dinâmicas e seguras que simplifiquem o cálculo dos métodos e utilizá-las como estratégia para a execução ágil do trabalho e revisão dos resultados.

Para tanto, esse estudo utilizou o conteúdo bibliográfico e as fórmulas dos métodos mais empregados no Brasil para o dimensionamento de sapatas, estacas e tubulões, sendo eles, os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1982), Teixeira (1996), Terzaghi, (1943), entre outros, para o desenvolvimento de um *software* de cálculo automático.

Este *software* é um sistema de informações que segue a Norma Brasileira (NBR) 6122: Projeto e execução de fundações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), sua aplicação é auxiliar e de responsabilidade do usuário, desse modo, não substitui a visão e o discernimento que são elementos humanos e ímpares do engenheiro.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Desenvolver uma ferramenta de programação (*software*) de fácil uso, apta a auxiliar no dimensionamento de elementos de fundações de construções civis através de diversos métodos.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Analisar os principais métodos semi-empíricos usados no Brasil para o dimensionamento de elementos de fundações em estacas, tubulões e sapatas;
- b) Desenvolver um *software* de uso acadêmico para entrada de dados e saída de resultados em *Java*;
- c) Validar a confiabilidade do *software*.

1.3 JUSTIFICATIVA

As decisões adotadas pelo engenheiro civil exigem, em meio a outras questões, uma ampla responsabilidade, isso porque, uma escolha descuidada provoca retrabalho e riscos. Esses e outros maus resultados oriundos de uma escolha imprudente são lembrados ao acadêmico durante os anos no curso de graduação em Engenharia Civil, junto à importância da análise de informações via instrumentos confiáveis que promovam mais crédito às decisões.

Consequentemente, e por uma exigência do cotidiano das empresas, os engenheiros aliam-se aos *softwares* a fim de gerar soluções e verificações rápidas, seguras e econômicas para os projetos. No entanto, adquirir ferramentas com licença paga requer um capital por vezes inviável aos universitários, além da aquisição, usualmente, de um computador de configurações avançadas para o uso das mesmas.

Portanto, esse estudo almejou prover uma ferramenta para otimizar o tempo e segurança de cálculo dos elementos de fundações já citados e integrar a informática aos conhecimentos adquiridos durante a graduação em Engenharia Civil. Para isso, foi desenvolvido um *software* para cálculo automático de uso acadêmico capaz de ser executado em computadores sem a necessidade de configurações avançadas, que utiliza tecnologia *Java* (linguagem de programação executável nos principais sistemas operacionais da atualidade).

O valor social desse estudo é de aproximar o acadêmico da rotina do mercado, compartilhando uma ferramenta para operações de dimensionamento de sapatas, estacas e tubulões de fácil uso e acesso acadêmico, isso porque, o futuro engenheiro civil precisa manter contato com um *software* eficaz e confiável, que realize o cálculo dos métodos, a fim de utilizá-lo como estratégia para execução ágil do trabalho e revisão dos resultados. Afinal, se a informática já está aliada a rotina das empresas e do mercado da Engenharia Civil, ela também deve participar do cotidiano do universitário.

Um dos principais motivos de desenvolver um *software* para esse tipo de tarefa é a união de vários métodos de dimensionamento de diversos elementos de fundações em uma única ferramenta, a fim de facilitar sua análise, podendo fazer comparações entre eles.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Uma ferramenta para dimensionamento de vários sistemas de fundações, através de diversos métodos, resultará em ganho de produtividade e em análises de projetos?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Quando as ferramentas computacionais são confiáveis e executadas responsavelmente, geram benefícios positivos à edificação dos projetos, tais como: rendimento, economia, qualidade e segurança (KIMURA, 2007).

Buscando essa relação produtiva oferecida pelas ferramentas computacionais para aplicá-la no dimensionamento de diferentes sistemas de fundações, desenvolveu-se a hipótese de um *software* para auxiliar de modo a unir diversos métodos de dimensionamento de elementos de fundações em uma única ferramenta, onde os dados poderiam ser concentrados e filtrados com as informações necessárias para assessorar e facilitar as análises de projetos confiavelmente.

Esse *software* orientaria o usuário a inserir os dados coletados em espaços indicados mantendo a integridade do método e determinando com segurança e agilidade os resultados para o elemento de fundação escolhido, comparando os métodos entre si.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa foi realizada a partir do levantamento bibliográfico e documental do método teórico de Terzaghi e dos métodos semi-empíricos para dimensionamento geométrico de sapatas, estacas e tubulões baseados na coleta de dados através de ensaio *Standard penetration test* (SPT). Aplicou-se os métodos de dimensionamento e, acima de tudo, a NBR 6122 (2010) nos algoritmos do *software* acadêmico.

Restringiu-se a pesquisa ao uso desse conteúdo teórico (conceitos, métodos e fórmulas) para o desenvolvimento de um *software* de cálculo automático, sem a realização do dimensionamento estrutural dos elementos de fundações, ou seja, suas armaduras.

Após seu desenvolvimento a aplicabilidade e a validade do *software* foram aprovadas comparando o processo de cálculo manual, com os resultados obtidos pelo programa.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Engenharia de Fundações

O projeto e execução na Engenharia de Fundações demandam do engenheiro estudos sólidos em Geotecnia e Cálculo Estrutural, associando racionalmente os conteúdos das duas especialidades (VELLOSO e LOPES, 2010).

A Geotecnia envolve a Geologia, a Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas na área da Engenharia Civil, onde são aplicados seus conteúdos e princípios fundamentais em métodos práticos, nela são estudados rochas e solos e a forma como os mesmos respondem à intervenção humana, isso porque o solo enquanto apoio da obra é um material de estudo considerado heterogêneo e de características variáveis. Para a investigação do solo, o método mais utilizado no Brasil é a sondagem *Standard Penetration Test* (SPT), a partir desse método de execução de sondagens são coletadas informações do perfil do solo a cada metro da mesma maneira que o nível do lençol freático e a resistência às tensões no solo para que, munido das informações, o engenheiro execute decisões e cálculos em um cumprimento eficiente, seguro e econômico do projeto (VELLOSO e LOPES, 2010).

Já o Cálculo Estrutural, abrange a análise e o dimensionamento de estruturas em concreto armado e protendido, em aço e em madeira. Para tanto, o engenheiro deve conhecer o Cálculo Estrutural a partir de duas referências: 1) para avaliar o desempenho estrutural diante dos inevitáveis deslocamentos da obra 2) para dimensionar estruturalmente obras e elementos de fundação (VELLOSO e LOPES, 2010).

Normalmente, um empreendimento é calculado pelo engenheiro estrutural observando e avaliando os elementos, determinando um grupo de cargas (momentos, forças horizontais e verticais), que é passado às mãos do projetista de fundações. Com o subsídio do conjunto de informações e elementos, expostos e detalhados adiante, o profissional projeta as fundações da edificação (VELLOSO e LOPES, 2010).

Fundações são os elementos estruturais (subestruturas) com o papel de transmitir as cargas da edificação (superestrutura) ao solo onde elas são inseridas, esses elementos devem

resistir às tensões causadas pelas cargas atuantes em sua estrutura e na de sua vizinhança, distribuindo e transferindo com segurança as ações da superestrutura ao solo (REBELO, 2008).

Uma fundação negligenciada pode gerar patologias como rachaduras devido a recalques diferenciais, ou mesmo problemas estruturais graves de ruptura do solo que condenam a edificação. Portanto, o laudo com as características e atributos do solo deve ser feito previamente, antes da etapa de projeto do empreendimento e definição do padrão de fundação (REBELO, 2008).

Segundo Rebelo (2008), o perfil do subsolo, as características e os cálculos dos elementos estruturais de fundações, além de critérios técnicos e normas, orçamento compatível com a obra e a vizinhança devem ser observados para garantir uma infraestrutura de comportamento aceitável, ou seja, com deslocamento mínimo e esperável, além de ampla porcentagem de segurança.

2.1.2 Sondagem Geotécnica SPT

É a partir do conhecimento do perfil do terreno e dos atributos de seus componentes que um projeto de fundações deve ser produzido. Para isso, é preciso um trabalho de investigação geotécnica adequada, pois é vital que o engenheiro projetista das fundações conheça o terreno detalhadamente a fim de exercer a melhor opção possível do tipo de fundação, para ser capaz de dimensioná-la com segurança, qualidade e economia (WOLLE e HACHICH, 1998).

O falho conhecimento quanto aos atributos, detalhes e peculiaridades do terreno pode influenciar o engenheiro projetista a optar por hipóteses que tornem o projeto inseguro, antieconômico e inadequado. O mesmo acontece quando as investigações geotécnicas são malconduzidas, gerando informações erradas ao engenheiro projetista, falseando a sua avaliação, induzindo a um tratamento errado ou a falta do que é verdadeiramente necessário (WOLLE e HACHICH, 1998).

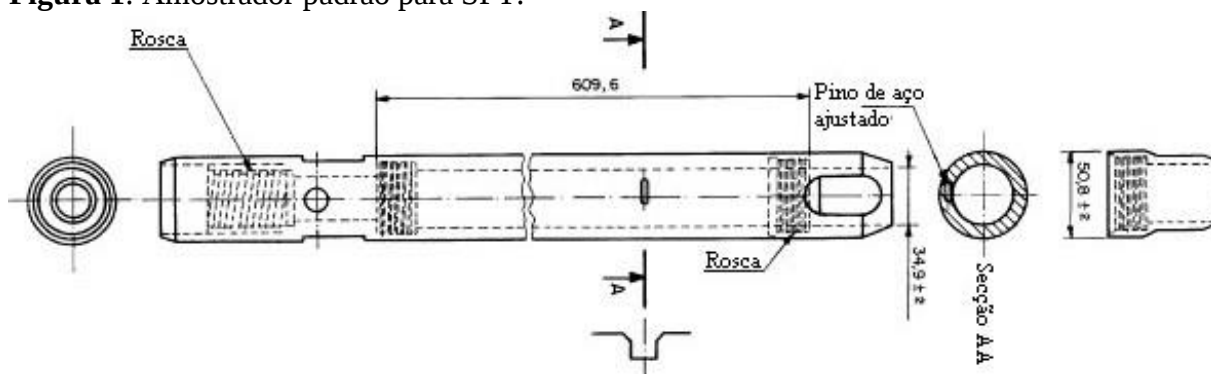
Wolle e Hachich (1998) previnem que os engenheiros projetistas têm que exigir investigações aplicadas por entidades e empresas qualificadas, também, com preocupação, os autores afirmam que é usual presenciar casos onde esse estudo do solo é negligenciado irracionalmente a fim de reduzir valores. Infelizmente, a cobiça ilusória por uma economia excessiva gera investigações deficientes, na qual nascem surpresas que produzem aumento de desembolsos extras e bem maiores do que o que seria gasto na investigação geotécnica. Afinal, a qualidade não é apenas sinônimo de dominar o que se está executando, mas também, antecipar

e planejar todas as ações e seus encadeamentos, para que a execução adequada da investigação geotécnica beneficie além do projeto, a aplicação e desempenho das fundações, o empreendimento por completo (WOLLE e HACHICH, 1998).

Dentre as investigações o *Standard Penetration Test* (SPT) é o ensaio mais realizado, inclusive no Brasil. Trata-se de um processo de sondagem padronizado mundialmente, a fim de que seus resultados possam ser interpretados por aqueles que conheçam o método (REBELLO, 2008).

Cada camada do solo possui resistências, espessuras e materiais diferentes, havendo diferenças até mesmo em uma mesma camada, por isso, o objetivo da sondagem SPT é conhecer por meio da amostra coletada a cada metro perfurado, o tipo de solo atravessado e o índice de resistência (N) apresentada nesse solo durante a cravação do amostrador padrão, além da profundidade das camadas e a existência, ou não, do lençol freático. A cravação do amostrador padrão no terreno se dá por queda livre de um peso de 65 kg (martelo) a uma altura de 75 cm. A Figura 1 apresenta uma imagem do amostrador padrão e a NBR 6484 (2001) especifica seus detalhes, bem como, suas medidas (QUARESMA *et al.*, 1998).

Figura 1: Amostrador padrão para SPT.



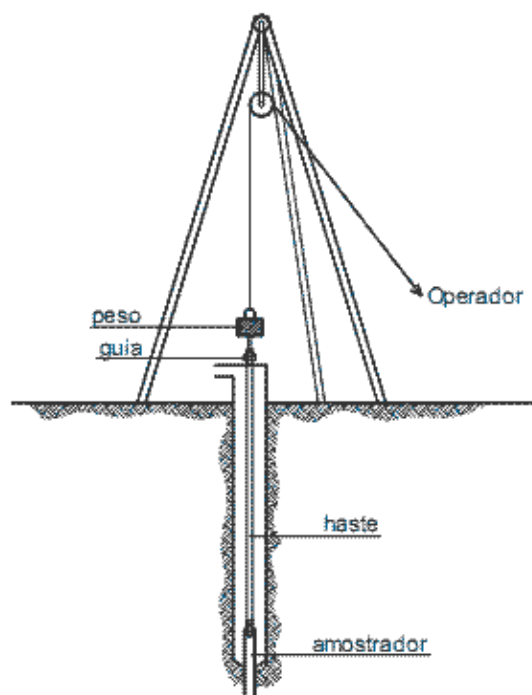
Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2001).

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001) o amostrador padrão deve ter diâmetro externo de $50,8 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ e diâmetro interno de $34,9 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ e ser composto por uma cabeça com dois orifícios laterais para saída de água e ar e uma válvula interior composta por esfera de aço recoberta de material inoxidável. O corpo pode ser bipartido longitudinalmente ou não e deve, assim como o bico, ser perfeitamente retilíneo e isento de qualquer deformação que possa alterar a seção e rugosidade superficial.

Sobre a montagem do equipamento (Figura 2) no terreno, usa-se um tripé metálico posicionado no local da perfuração, em seu topo roldanas são montadas e nelas é passada uma

corda (comumente de sisal) para auxiliar no manejo do conjunto de hastes e subida do “martelo” (QUARESMA *et al.*, 1998).

Figura 2: Equipamento de sondagem SPT.



Fonte: Godoy (1971).

É feito um pré-furo usando trado cavadeira de 1m de profundidade, onde a ponta do amostrador é apoiada no fundo do furo e dá-se início os procedimentos padronizados da cravação do amostrador padrão (REBELLO, 2008).

O peso é elevado com o apoio e cordas até uma altura de 75 cm e é deixado cair em queda livre sucessivas vezes até que o amostrador padrão penetre 45 cm no solo. Durante a cravação do amostrador é realizada a contagem de golpes do peso de cada segmento de 15 cm. A soma da contagem de golpes necessários para penetração dos últimos 30 cm do amostrador é denominada por índice de resistência a penetração do amostrador padrão (N_{spt}) (QUARESMA *et al.*, 1998). Esse índice pode ser correlacionado para determinar diversos dados do solo e realizar a estimativa de capacidade de carga de fundações em estacas. (REBELLO, 2008).

A cada metro após o ensaio de resistência, são coletadas em seu interior as amostras do solo armazenado. São esses materiais que permitem que o solo receba uma classificação visual, detectando-o quanto a granulometria (REBELLO, 2008). São observadas as variáveis do terreno e se verificada mudanças com o material no corpo do amostrador, estas também são armazenadas e identificadas (QUARESMA *et al.*, 1998). A sondagem prossegue cravando os

pré-furos na penetração de um metro, antes de cravar o amostrador com um trado rotativo (REBELLO, 2008).

Sobre a posição dos pontos de sondagem, Quaresma *et al.* (1998) afirma que, requer estar designada ainda em planta, sendo que, em edificações as sondagens sejam dispostas em pontos aproximados dos perímetros de projeção das próprias, e também onde contar com maior acúmulo de carga. A exceção fica a cargo de casos específicos, onde a distância entre os pontos varia de 15 m a 30 m (QUARESMA *et al.*, 1998).

Em averiguações preliminares determina-se um espaçamento de 50 a 100 metros visando a viabilidade em áreas extensas, mas também deve-se fazer furos complementares a fim de diminuir os espaços, isso porque, tipos diferentes de solo e variações de resistências são comuns mesmo em áreas menores. No desenvolvimento do projeto de fundações admite-se uma análise estatística sobre as resistências à penetração, para que as preocupações com anomalias locais sejam minimizadas (QUARESMA *et al.*, 1998).

Deve ser evitada a execução de um único furo de sondagem e a implantação de pontos alinhados, a fim de proporcionar uma análise em variados planos de corte (QUARESMA *et al.*, 1998).

Sabendo que a obtenção dos dados define não só o dimensionamento, mas também o modelo das fundações que servirão de base para obras de pequeno, médio ou grande porte, é destacado a seguir os tipos de fundações, divididas em duas categorias, sendo elas: as fundações superficiais e as fundações profundas.

2.1.3 Tipos de Fundações

2.1.3.1 Fundações Superficiais

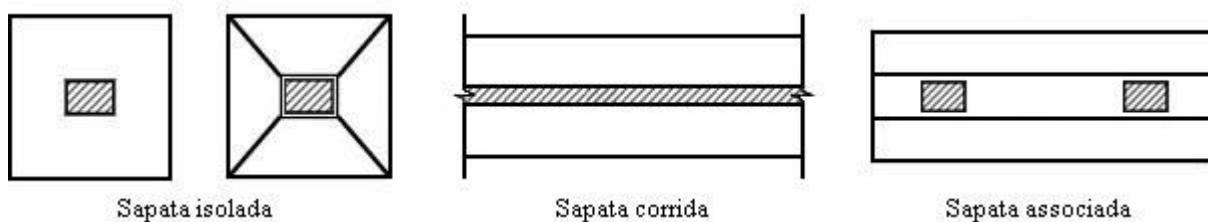
Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), os elementos estruturais de fundação superficial (também chamados de rasas ou diretas) conduzem as cargas ao solo, predominantemente, pelas forças lançadas pela base da fundação, em que a cota de apoio em referência à superfície do terreno é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

A mesma Norma explica, que esses elementos devem ser dimensionados de forma que as tensões de tração resultantes em sua estrutura de concreto armado sejam suportadas pela

armadura especialmente elaborada para esse fim e não pelo concreto. Estão incluídas a este tipo de classificação: as sapatas, as sapatas associadas, as sapatas corridas, os blocos e os *radiers*.

Teixeira e Godoy (1998) explicam que as sapatas são elementos apoiados a uma pequena profundidade em relação a superfície do solo ao redor, não transmitem carga por atrito lateral e são resistentes à flexão. As sapatas podem adotar praticamente qualquer forma na planta, sendo algumas das mais frequentes: a isolada, a corrida e a associada, representadas na Figura 3.

Figura 3: Representação das sapatas.



Fonte: Autor (2017).

A sapata isolada é uma placa de concreto de dimensões em planta com mesma ordem de grandeza. Essa fundação é aplicada quando as cargas transmitidas pela superestrutura são pontuais ou concentradas (VELLOSO e LOPES, 2010).

A sapata corrida é uma estrutura de fundação utilizada para distribuir as ações verticais unidirecionais e uniformes de elementos alongados como paredes e muros (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

Já a sapata associada, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), é comum a mais de um pilar, ou seja, ela transmite ações de dois a mais pilares. Quando não é possível fazer uma sapata isolada para cada pilar devido a distância entre eles ser relativamente pequena e suas cargas forem muito elevadas, faz-se necessária a execução de uma sapata associada para esses pilares (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

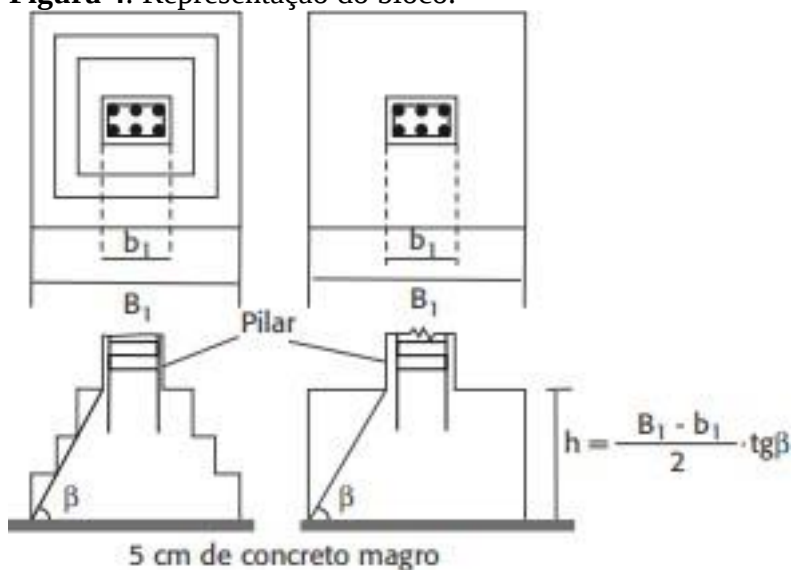
As sapatas associadas devem ser distinguidas das demais quanto a sua posição por serem aplicadas em casos de proximidade entre os pilares, quando não há possibilidade de projetar uma única sapata para cada pilar. Logo, para estes casos, uma única sapata distribui o carregamento de dois ou mais pilares (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

Leal (2004) comenta que as sapatas podem ser implementadas facilmente em obras, pois, não exigem na escavação e nem no consumo de concreto para a fabricação das peças, contudo, isso não deve ser entendido como sinônimo para o descuido no cálculo de sua construção. Teixeira e Godoy (1998) já reforçavam essa afirmativa de Leal (2004) e alertavam sobre a escolha das dimensões da superfície em contato com o solo, de que ela não deve ser feita

casualmente, mesmo buscando um dimensionamento estrutural econômico. Segundo Veloso e Lopes (1998) as sapatas estão entre os elementos mais simples e econômicos.

O bloco, conforme a Figura 4, é dimensionado de modo que a pressão de tração produzida nesse elemento de fundação de concreto simples possa ser suportada pelo concreto, sem a necessidade de uma armadura (VELLOSO e LOPES, 1998).

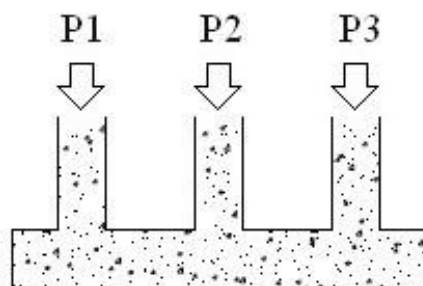
Figura 4: Representação do bloco.



Fonte: Campos (2015).

Segundo a NBR 6122 (ABNT,2010), o *radier* na Figura 5 é um elemento de fundação superficial que recebe os pilares ou a maioria deles e transmite as cargas ao solo por meio de uma única sapata, por isso se assemelha a uma laje ou placa que envolve toda a área da construção (VELLOSO e LOPES, 1998).

Figura 5: Representação do *radier*.



Fonte: Autor (2017).

Pode-se aplicar o *radier* quando a área total da fundação exceder metade da área da construção ou quando deseja-se reduzir os recalques diferenciais ao máximo (VELLOSO e

LOPES, 1998). Essa escolha envolve grande quantidade de concreto armado e se levar em conta apenas esse aspecto torna-se uma opção relativamente cara e de complexa execução em solos urbanos confinados (TEIXEIRA e GODOY, 1998), no entanto, dependendo do porte da construção pode ser uma escolha interessante conforme a quantidade de sapatas ultrapasse 50% a 70% da área da projeção da construção, sendo assim, as formas e o tempo da obra podem ser reduzidos até que essa economia supere o custo do concreto (CAMPOS, 2015).

2.1.3.2 Fundações Profundas

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), os elementos estruturais de fundação profunda (indireta) transferem a carga ao terreno por três vias, sendo elas: pela base (resistência de ponta) ou pelo atrito lateral (resistência lateral) ou ainda, por ambas. Um elemento estrutural como um tubulão ou estaca, deve ser aplicado em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, sendo o mínimo de três metros.

Faz-se necessário lembrar que a transmissão de carga do tubulão não adota a definição literal de fundação profunda, isso porque, o atrito lateral do fuste é desprezado, considerando-se apenas a resistência de ponta. Desconsiderando a tensão de atrito lateral em detrimento ao peso próprio, toda a carga do pilar é transferida pela base. Por essa característica de transmissão de carga, seu desempenho se assemelha ao das fundações diretas (ALBIERO e CINTRA, 1998).

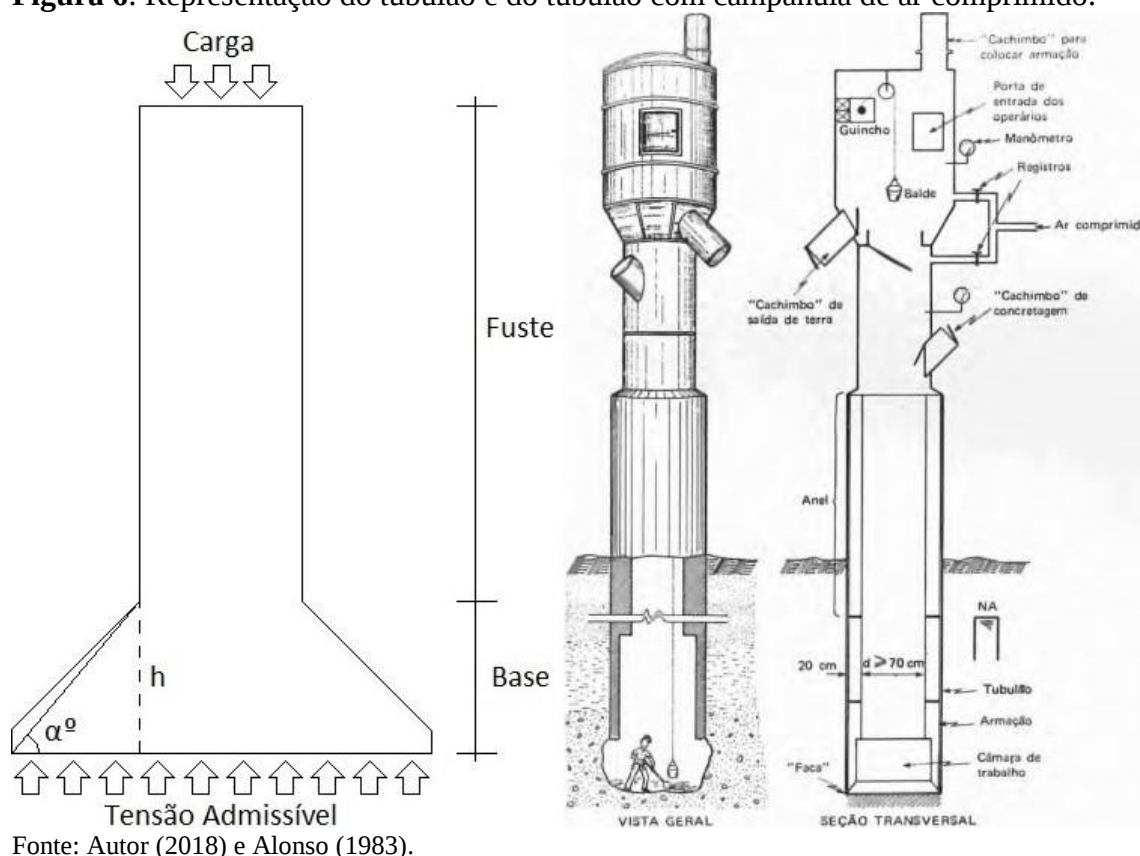
2.1.3.2.1 Tubulões

Os tubulões são elementos cilíndricos feito ao ar livre e sua execução é realizada por escavação de um corpo cilíndrico com base alargada em forma de cone, também pode ser feito abaixo do nível d'água utilizando campânula. Apresentam armação de aço no fuste e suas partes são concretadas *in loco*. Na maioria das vezes, o fuste possui 70 cm de diâmetro mínimo ou mais para o acesso dos operários e são executados em obras de carga elevada, tais como viadutos e pontes.

A base de formato circular ou falsa elipse transfere a carga do pilar ao solo, conforme a Figura 6 (a esquerda). As fases de execução do tubulão a céu aberto incluem a escavação mecânica ou manual do fuste, alargamento da base, limpeza da base, colocação da armadura e concretagem (CARVALHO, 2014).

Em uma das fases de sua execução, solicita-se a descida de um operário, e é essa necessidade da ida de uma pessoa à sua base no subsolo, que diferencia esse procedimento da estaca (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 6: Representação do tubulão e do tubulão com campânula de ar comprimido.



Fonte: Autor (2018) e Alonso (1983).

Para a escavação de tubulões com campânula de ar comprimido, como ilustrado na Figura 6 (a direita), é fixada uma câmara na área superior do tubo de concreto, para cima do nível da terra, a fim de injetar ar comprimido na perfuração. Essa técnica impede a entrada de água no poço graças a pressão interna. Esse procedimento gera um alto risco à segurança e saúde do operário que realiza a escavação, logo, devido ao risco humano envolvido, essa prática é cada vez menos utilizada (CARVALHO, 2014).

2.1.3.2.2 Estacas

As estacas são executadas por equipamentos ou instrumentos, sem uso de mão de obra humana para a descida. Elas podem ser constituídas por materiais como: concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, aço, madeira, ou por combinações entre esses elementos e podem ser

divididas em três conjuntos classificados em: estacas de deslocamento, estacas escavadas e estacas injetadas, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010).

As estacas de deslocamento são cravadas no terreno por meio de alguma técnica que não gera a retirada de solo. Dentro do mercado brasileiro o modelo mais característico dessa classe de estaca é a pré-moldada de concreto armado, enquanto as escavadas são feitas por uma perfuração no terreno através de um processo que remove o material, independente de revestimento ou de uso de fluido estabilizante (DÊCOURT *et al.*, 1998), e as estacas injetadas que podem atingir grandes profundidades mediante seu processo de perfuração e terrenos de alta resistência, incluindo rochas, o que lhe atribui um elevado nível de tensão transmitida ao solo por meio de atrito lateral quando comparadas a outras estacas de igual diâmetro (ALONSO, 1998).

2.1.3.2.2.1 Estacas de deslocamento

No grupo das estacas de deslocamento, a estaca de madeira representada a esquerda na Figura 7 é aplicada temporariamente nas obras, sendo que, quando adotada para obras permanentes deve ser protegidas contra fungos, cupins, etc. Sua ponta e topo precisa possuir diâmetros superiores respectivamente de 15 cm e de 25 cm, conter um segmento de reta que conecte os núcleos das partes da ponta e um topo preservado por capacetes ou cepos menos rígidos para minimizar danos no momento da cravação, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010).

Figura 7: Representação da estaca de madeira e das estacas metálicas.



Fonte: Ohio (2012) e Silva Fundações (2017).

Para a NBR 6122 (ABNT, 2010), as estacas metálicas, ao lado direito na Figura 7, são produzidas industrialmente com perfis simples ou múltiplos, laminados ou soldados, tubos (com ou sem costura) e trilhos, calandrada ou tubos de chapa dobrada. Seja cravada por prensagem, percussão ou vibração, o sistema deve ser bem dimensionado, ajustado e com as partes estruturais e acessórias em completas condições para impedir quaisquer danos no momento da cravação das estacas.

As estacas pré-moldadas de concreto na Figura 8 (a esquerda) têm, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), que apresentar resistência combinada aos esforços de projeto e aos derivados do manejo, condução, cravação e ocasionais solos agressivos, elas podem apresentar qualquer desenho geométrico da seção transversal, de concreto protegido ou armado, vibrado ou centrifugado.

Figura 8: Representação das estacas pré-moldadas de concreto e de uma estaca apiloada.



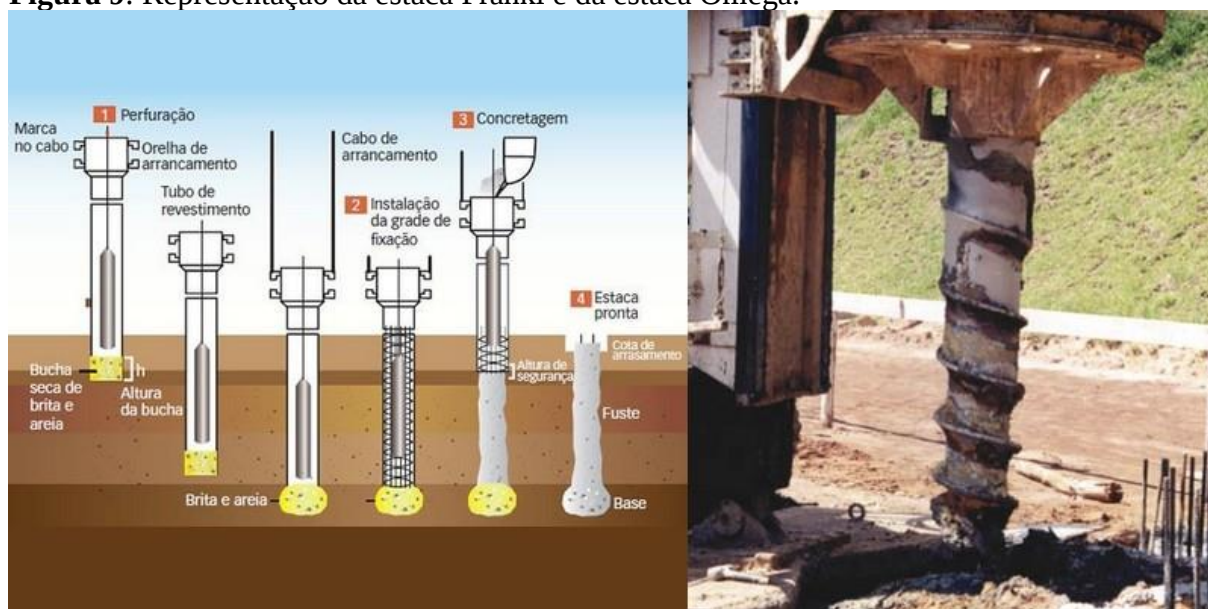
Fonte: FOÁ Engenharia (2017) e Perfuratriz e Fundações 2 irmãos (2017).

Ainda no grupo das estacas de deslocamento, a estacas apiloada (estaca pilão ou soquetão), a direita na Figura 8, emprega um aparelhamento do tipo Strauss, no entanto, sem revestimento. Seu desempenho consiste na queda simples de um soquete com carga entre 300 e 600 quilos, a fim de realizar um furo de 20 a 50 cm. (FALCONI *et al.*, 1998).

Em seguida, a abertura será preenchida com concreto. Essa execução é realizada em solos de baixa resistência e altamente porosos e sobre o nível do lençol de água (FALCONI *et al.*, 1998).

Moldada em solo e de concreto armado, a estaca Franki, ao lado esquerdo na Figura 9, é executada seguindo a NBR 6122 (ABNT, 2010) por meio da cravação de um tubo através de golpes consecutivos de um pilão sobre uma bucha de brita seca e areia lançada no fundo do furo. Quando é cumprida a cota de apoio, executa-se a expulsão da bucha através da execução da base alargada, prendendo o tubo com cabos de arrancamento e levantando o mesmo aos poucos à medida que o apiloamento é feito, após essa etapa a armadura é instalada e em seguida é realizado o preenchimento do fuste de utilizando concreto apilado simultaneamente com a remoção do revestimento.

Figura 9: Representação da estaca Franki e da estaca Ômega.



Fonte: Nakamura (2013) e FUNDESP (2017).

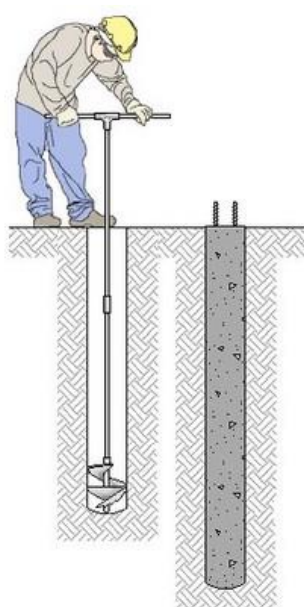
A última estaca desse grupo é a estaca Ômega (Figura 9 a direita), também conhecida por estaca hélice de deslocamento monitorada. Essa estaca de deslocamento é moldada *in loco* mediante a entrada de um trado no terreno via rotação, o que ocasiona o deslocamento do solo acompanhado do fuste e da ponta, sem remoção de solo e sua injeção de concreto é realizada pela área interna do tubo central, como determina a NBR 6122 (ABNT, 2010).

2.1.3.2.2.2 Estacas escavadas

Dentro do conjunto das estacas escavadas, Maia *et al.* (1998) apresenta as estacas tipo manual (Figura 10 a esquerda), que em geral são escavadas por processo manual usando trado

helicoidal acima do nível do lençol de água. Esse tipo de escavação é de pouca profundidade (6 a 8 m) e restringe-as a baixas cargas, isso também porque não há segurança de verticalidade da abertura.

Figura 10: Representação da estaca broca escavada manualmente e da estaca escavada a trado mecânico.



Fonte: CYPE Ingenieros (2017) e Pilartec Construções (2017).

As estacas escavadas com trado mecânico sem fluido estabilizante, representadas a direita na Figura 10, são estacas moldadas *in loco*, a qual sua perfuração é realizada utilizando um trado helicoidal ligado a uma haste que desce e sobe continuamente para corte e descarregamento do solo. Essas estacas devem ser feitas em um terreno que possuam propriedades onde permitam um furo estável, que não tenha risco de colapso sem a exigência de cobertura ou fluido estabilizante e sua profundidade máxima se restringe a cota do nível d'água.

A NBR 6122 (ABNT,2010) explica que após a escavação da estaca, é necessário apiloar o fundo do furo com soquete onde se encontra solo fofo afim de melhorar sua resistência, a concretagem da estaca é feita através de lançamento simples de concreto utilizando funil e deve ser executada no mesmo dia da escavação.

As estacas Strauss, apresentada à esquerda na Figura 11, são moldadas *in loco* por intermédio de uma sonda (piteira). O revestimento é cravado conforme a mesma vai realizando a escavação, até que a profundidade projetada seja atingida, isso porque, um revestimento integral assegura o equilíbrio da escavação, garantindo que não haja mistura entre o concreto e o solo ou o estrangulamento do fuste da estaca. Em seguida, a concretagem é efetuada lançando

o concreto e removendo gradualmente o revestimento metálico, como estipula a NBR 6122 (ABNT, 2010).

A NBR 6122 (ABNT, 2010) alerta que esse tipo de elemento de fundação não seja moldado em argilas saturadas, pois, de acordo com a prática da Engenharia, pode haver estrangulamento do fuste na hora da remoção do revestimento conforme ocorre a concretagem.

Figura 11: Representação da estaca Strauss e uma estaca Hélice Contínua Monitorada.



Fonte: Hektor (2012) e Rossi (2017).

Uma Hélice Contínua Monitorada (a direita na Figura 11) é uma estaca de concreto modelada *in loco*, introduzida no solo por rotação de um trado helicoidal sucessivo. Nesse sistema, a NBR 6122 (ABNT, 2010) regulamenta que o concreto seja inserido pela haste central do trado concomitantemente à sua remoção e a armadura é sempre inserida imediatamente após a concretagem da estaca, dificultando desse modo, a instalação de armadura em grandes profundidades e em sistemas de contenções.

Para concluir esse grupo, são apresentadas as estacas escavadas que utilizam fluido (lama bentonítica ou polímero) estabilizante para o suporte das paredes da escavação, nelas a concretagem é submersa, baseado na NBR 6122 (ABNT, 2010), com o concreto encaminhando o fluido estabilizante em uma rota ascendente para fora do furo. Essas estacas, representadas respectivamente na Figura 12, podem ter seções retangulares (Barretes) ou circulares (Estacões), quando constantes.

Figura 12: Representação da estaca Barrete e do Estacão.



Fonte: Allbiz (2017) e Pretech Fundações (2017).

2.1.3.2.2.3 Estacas injetadas

Nesse grupo, a NBR 6122 (ABNT, 2010) enumera dois tipos principais de estacas injetadas que são a raiz e a microestaca, ambas executadas *in loco*.

As perfurações dessas estacas são totalmente revestidas por segmentos de tubos metálicos (recuperáveis no processo) que são rosqueados à medida que a perfuratriz rotativa ou rotopercussiva avança, usando circulação direta de água para realização do furo. Em solos muito compactos ou muito duros, pode-se fazer a pré-perfuração avançada pelo interior do revestimento, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010).

Na estaca-raiz a esquerda na Figura 13 a armadura é apoiada no fundo do furo logo após sua limpeza com lavagem. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), ela pode ser disposta em gaiola ou feixe e somente após isso deve ser realizado o preenchimento com argamassa de areia e/ou pedrisco (com fator água/cimento entre 0,5 e 0,6), feito por uma bomba de injeção no fundo do furo onde vai expulsando toda água do processo de lavagem.

E por fim o revestimento é retirado posicionando a cabeça de injeção em seu topo e aplicando pressão da própria argamassa ou por ar, completando seu nivelamento após a retirada dos segmentos metálicos, cumprindo a NBR 6122 (ABNT, 2010).

Para esses elementos de fundações usam-se pressões inferiores a 0,5 MPa a fim de assegurar que a estaca não sofra alterações (ALONSO, 1998).

Figura 13: Representação da estaca-raiz e da microestaca.



Fonte: Iron Fundacoes (2017) e Naresi Júnior (2017).

Já nas microestacas a direita na Figura 13, utilizam-se altas pressões de injeção quando se executa em cada estágio as válvulas múltiplas, denominadas “manchetes” (ALONSO, 1998).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) esse tipo de estaca admite duas variantes em relação a armadura, onde na primeira um tubo metálico com função estrutural dotado de manchetes para a injeção é introduzido e na segunda variante a armadura é formada de barras (gaiola) e a injeção é praticada via tubo plástico dotado também de manchetes.

Para a concretagem desse elemento, apoiado na NBR 6122 (ABNT, 2010), é utilizado uma argamassa semelhante à estaca raiz, com a exceção do pedrisco, nesse caso para a calda de cimento somente a areia pode ser constituída como agregado.

2.1.4 Fatores de segurança das fundações

Em conformidade com os fatores de segurança global mínimo da NBR 6122 (ABNT, 2010), o projeto e execução do dimensionamento da fundação superficial ou profunda precisa respeitar a resistência do solo e do elemento estrutural considerando todas as mais desfavoráveis combinações, além de evitar rupturas e recalques (diferenciais) danosos a estrutura e ao orçamento. Para tanto, designa-se que as cargas admissíveis em elementos de fundação sejam adquiridas mediante aplicação de fatores de segurança seguindo a Tabela 1, em referência aos coeficientes de capacidade de carga obtidos via cálculo ou experimento.

Tabela 1: Fatores de segurança globais mínimos.

Condição	Fator de segurança
Capacidade de Carga de fundações superficiais e tubulões sem prova de carga	3,0
Capacidade de Carga de fundações superficiais e tubulões com prova de carga	2,0
Capacidade de Carga de estacas sem prova de carga	2,0
Capacidade de Carga de estacas com prova de carga	1,6

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2010).

O fator de segurança a ser usado segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) é 2,0 para determinação da carga admissível sem prova de carga e 1,6 para determinação da carga admissível com prova de carga para estacas, enquanto para fundações superficiais e tubulões é 3,0 e 2,0 respectivamente para sem e com provas de cargas.

Sob os fatores de segurança parcial, a seguridade do elemento de fundação deve ser avaliada atendendo a duas análises equivalentes aos estados-limites últimos (flambagem, dano de capacidade de carga ou instabilidade elástica) e aos estados-limites de uso.

Em geral, estas análises são limitadas à sondagem do estado-limite último de ruptura ou deformação plástica excessiva (análise de ruptura) e à constatação do estado-limite de serviço caracterizado, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010).

2.1.5 Métodos de dimensionamento para fundações em sapatas e tubulões

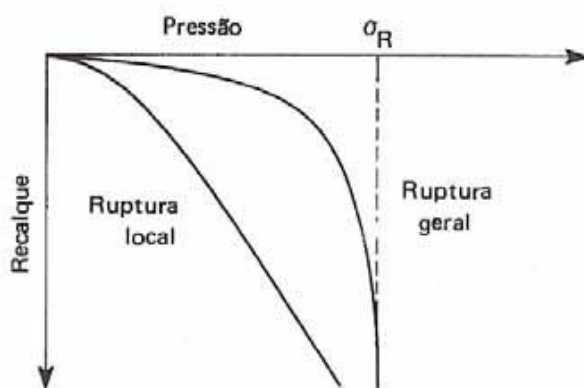
Quando uma fundação é corretamente dimensionada, proporciona simultaneamente, segurança sobre prováveis modos de colapso do solo e deslocamentos em estado de serviço aceitáveis. De tal modo, que na concepção de uma fundação é primordial examinar a segurança em referência ao dano à capacidade de carga (uma das formas de colapso mais regulares) e avaliar os deslocamentos verticais e horizontais para as cargas de serviço. (VELLOSO e LOPES, 2010).

A NBR 6122 (ABNT, 2010), sobre projeto e execução de fundações, determina que a tensão admissível ou tensão resistente deve ser fixada a partir da interpretação e uso de um ou mais métodos, sendo eles: teóricos (racionais), de prova de carga sobre placa ou estaca e semi-empíricos.

2.1.5.1 Métodos de prova de carga sobre placa ou estaca

Em conformidade com a NBR 6122 (ABNT, 2010), durante a interpretação dos resultados de uma prova de carga deve-se considerar as camadas influenciadas de solo, além de avaliar a relação modelo-protótipo. Por isso, os saldos de uma prova de carga são expostos em um gráfico de Tensão x Recalque (Figura 14) ao lado dos demais dados relativos à montagem da prova, sua posição em planta e elevação, e referências de sondagem próximas, etc (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

Figura 14: Exemplo de gráfico de Tensão x Recalque.



Fonte: Alonso (1983).

2.1.5.2 Teoria de Terzaghi (1943)

Também conhecidos por métodos racionais, usam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo. As primeiras fórmulas teóricas foram instituídas no início do século XX por Verendeel, Benabenq, Sansoni, Davidian e outros.

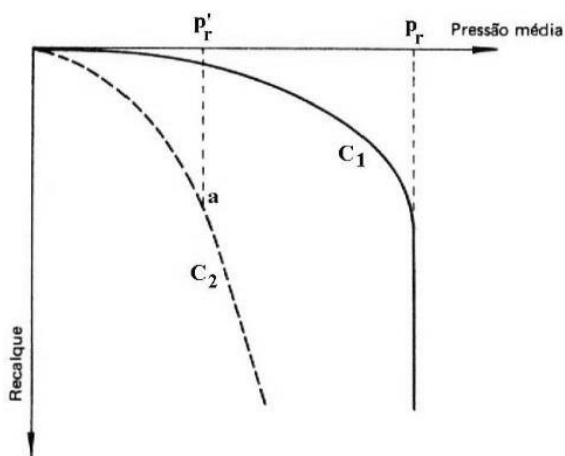
Para Teixeira e Godoy (1998) os métodos teóricos fundamentam-se na utilização de uma fórmula de capacidade de carga ($\sigma_{adm} = \sigma_{ult} / FS$), que através da tensão de ruptura do solo na cota de apoio (σ_{ult}), se adota um fator de segurança (FS) para a aquisição da tensão admissível (σ_{adm}) nos domínios de validade de sua aplicação. Podem ser dispostos da teoria de capacidade de carga, seus métodos analíticos que considerem a natureza do carregamento, sendo drenado ou não drenado, bem como, todas as especialidades do projeto.

Estruturado na tensão estimada, os recalques são analisados com o propósito de verificar se a tensão admissível é adequada. Se há uma negativa sobre isso, o processo de cálculo é reiniciado quantas vezes forem necessárias até os critérios serem atendidos (TEIXEIRA e GODOY, 1998)

De acordo com Teixeira e Godoy (1998), essa metodologia motiva imprecisão às fórmulas de capacidade de carga, além de dificultar a ordem prática avaliativa da resistência ao cisalhamento dos solos abrangidos.

Fundamentada e elaborada a partir dos estudos de Prandtl (1920), a teoria de Terzaghi (1943) é amplamente considerada e aplicada em projetos de fundações superficiais. Nessa teoria, a capacidade de carga de ruptura das fundações diretas ou rasas foi analisada em diferentes solos, sendo eles: granulares ou não-coesivos, genuinamente coesivos e com atrito e coesão. E seus critérios de ruptura são definidos como: frágil (curva C1) e plástica (curva C2), conforme apresenta a Figura 15 (CINTRA *et al.*, 2011).

Figura 15: Critérios da teoria de Terzaghi para ruptura de fundações superficiais.



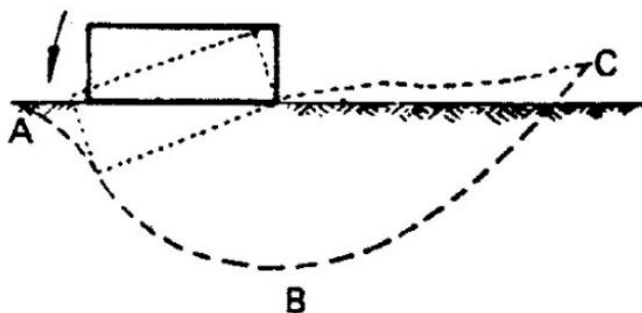
Fonte: Cintra *et al.* (2011).

Em terrenos de ruptura tipo C1 (frágil), o material sofre pouca deformação e resiste conforme a pressão (carga) aumenta. Nesse evento a ruptura é arrebatadora e generalizada, como se toda a estrutura partisse por completo a um só momento e a pressão de ruptura é fixada pelo valor p_r exposta na Figura 15. Aqui os recalques são ininterruptos, e devido a isso, esse caso também é chamado de ruptura generalizada, típica em solos duros ou muito compactos (CINTRA *et al.*, 2011).

Em terrenos de ruptura tipo C2 (plástica), são observadas grandes deformações que crescem em passo acelerado. Nesse evento o processo de ruptura é gradativo e constante e a pressão de ruptura é fixada por p'_r (Figura 15). Para Terzaghi, o encontro desse ponto (representado por “a”) corresponde a uma mudança no gráfico, advindo da transição da curva inicial para um intervalo ligeiramente retilíneo final. Também denominado de ruptura por puncionamento, esse tipo de ruptura é comum em solos bastante compressíveis (moles ou fofos) (CINTRA *et al.*, 2011).

No momento da ruptura localizada, o terreno se desloca transportando a fundação como exemplificado na Figura 16. Aqui, o solo passa de um estado elástico para um estado plástico e por ação das tensões de cisalhamento serem maiores que a resistência ao cisalhamento do solo, dá-se o deslizamento por toda a extensão ABC (Figura 16) (CINTRA *et al.*, 2011).

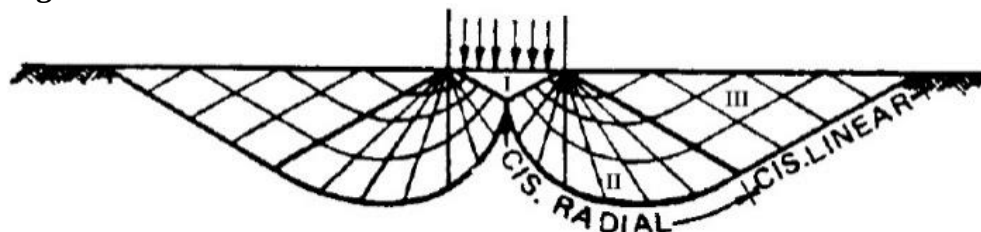
Figura 16: Solo arrastando a fundação.



Fonte: Cintra *et al.* (2011).

Partindo de conceitos semelhantes aos de Prandtl (1920), referentes à ruptura plástica dos metais por puncionamento, Terzaghi aplicou suas pesquisas ao cálculo da capacidade de carga em um solo homogêneo que suportasse uma fundação superficial e corrida. Disso surgiu uma tese onde o solo logo abaixo da fundação ocasiona uma “cunha”, que se transporta verticalmente junto com a fundação em efeito ao atrito com a base da mesma. Nesse sentido, o movimento da “cunha” estimula o solo adjacente produzindo duas áreas de cisalhamento onde distintamente são constituídas para cada área duas partes, sendo elas: cisalhamento radial e cisalhamento linear (Figura 17) (CINTRA *et al.*, 2011).

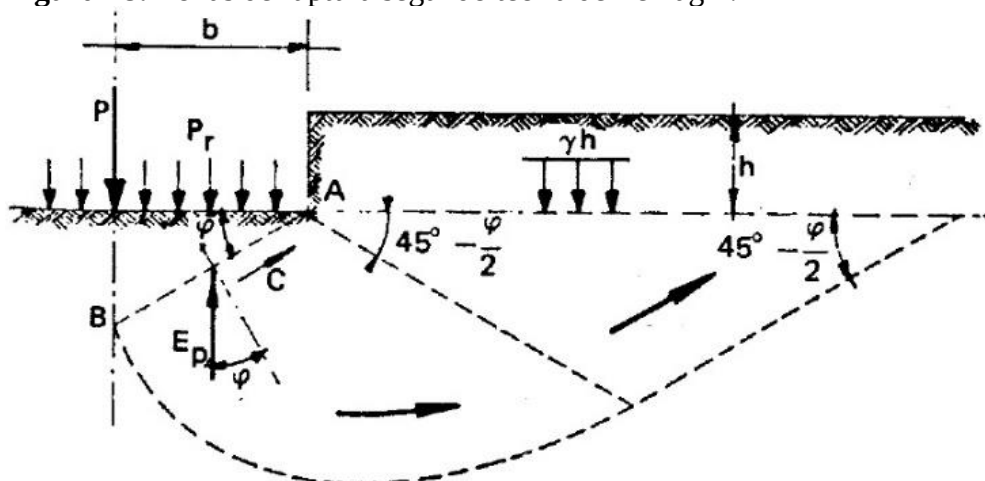
Figura 17: Zonas de cisalhamento radial e linear.



Fonte: Cintra *et al.* (2011).

Sendo assim, Cintra *et al.* (2011) explica que ocorrida a ruptura, são desenvolvidas três áreas: I, II e III, onde a área II é inferiormente restrita por um arco de espiral logarítmico (Figura 18).

Figura 18: Zonas de ruptura segundo teoria de Terzaghi.



Fonte: Cintra *et al.* (2011).

2.1.5.3 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos são baseados em ensaios *in situ* como o SPT e CPT, sendo no Brasil a sondagem por percussão SPT (*Standard Penetration Test*) a mais aplicada e difundida (VELLOSO e LOPES, 2010). Surgiram para definir a capacidade de carga de uma fundação partindo de dados geotécnicos, do material usado e do tipo de implemento (MAGALHÃES, 2010).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), para a devida aplicação desses métodos, tanto os seus domínios de validade, como as dispersões dos dados e suas limitações regionais, devem ser analisados, já que cada um tem sua particularidade.

2.1.6 A informática aplicada a Engenharia Civil

A informática está incorporada à Engenharia Civil a fim de produzir e evoluir conceitos e métodos. Pesquisas são desenvolvidas com êxito e favorecem a aplicabilidade de novas tecnologias ao cotidiano do engenheiro. Essa ação progressiva, intensa e contemporânea é realizada via programas computacionais (*softwares*), visto que, todas as fases de um projeto, o que inclui a concepção estrutural, a análise estrutural, o dimensionamento e detalhamento, a impressão de plantas e desenhos são influenciadas pela precisão que a informática propicia.

Desconsiderar essa realidade e não utilizar ao máximo seus benefícios, em um mercado exigente, é, seguramente, um amplo retrocesso (KIMURA, 2007).

Esse cenário expõe a necessidade de oportunizar aos futuros engenheiros ferramentas computacionais, advertindo sempre para o uso responsável de seus benefícios e limites.

Kimura (2007) lembra que perpassamos décadas de grandes limitações, onde o cálculo de um projeto era carente de dados ou mesmo impraticável. Os processamentos via ferramentas como a régua de cálculo, calculadoras mecânicas, dentre outras máquinas, eram seriamente lentos, e por conta disso, infelizmente, muitas simplificações precisavam ser aplicadas nos projetos.

Atualmente, as simulações computacionais resultam numa estrutura mais segura e econômica. Para tanto, os *softwares* são baseados em formulações teóricas normatizadas e consistentes. As ferramentas computacionais são uma aplicação dos conceitos assimilados durante a vida acadêmica do engenheiro e pesquisas realizadas. São ferramentas auxiliares sofisticadas, porém, que de nada adiantam, se seu usuário não souber realizar as avaliações e procedimentos que estão por detrás delas. O mau uso de um *software* implica consequências negativas leves ou graves, que envolvem vidas humanas (KIMURA, 2007).

É possível classificar os *softwares* de acordo com sua função. Os *softwares* de análise calculam os esforços e deslocamentos de uma estrutura, sem executar o dimensionamento das armaduras ou gerar plantas finais. Os *softwares* de desenho geram ilustrações de objetos e plantas. São usualmente denominados *computer-aided design* (CAD), os *softwares* de dimensionamento/verificação de elementos isolados dimensionam um elemento de forma destacada da estrutura e, por fim, os *softwares* integrados, que abrangem todas as etapas de um projeto ao calcular, dimensionar, detalhar, gerar e imprimir plantas e desenhos finais (KIMURA, 2007).

Por meio dessas ferramentas computacionais, a informática auxilia a Engenharia Civil em suas diversas aplicações, entre elas, e dentro da proposta e delimitação desse estudo, está o cálculo via um *software* de dimensionamento/verificação de elementos isolados para sapatas, tubulões e estacas, que são elementos de fundações.

2.1.7 Algoritmo

Para a construção e manipulação dos conteúdos durante a programação de ferramentas computacionais, é primordial, entre outras coisas (constantes, variáveis, etc), utilizar-se de

estruturas de controle (comando), logo, utilizam-se algoritmos como um método (lógica de programação) para determinar quais ações serão executadas e a ordem onde as mesmas devem ser executadas (DEITEL e DEITEL, 2003).

Denomina-se algoritmo tudo que demande uma sequência de passos ordenados, busque solucionar um problema ou atingir um objetivo, e que possui um fim, logo, para sanar qualquer problema (o que não se limita ao contexto dos *softwares*), é preciso determinar o modo de execução das etapas do algoritmo (DEITEL e DEITEL, 2003).

2.1.8 Linguagem *Java* de programação

Existem numerosas linguagens de programação atualmente no mercado com as quais o desenvolvedor consegue implementar algoritmos, como exemplo: a C++, PHP, *Ruby*, entre outras, todas com grande potencial à programação de *softwares*, no entanto, a linguagem *Java* é uma das mais utilizadas por disponibilizar uma vasta gama de recursos técnicos em alta qualidade e por ser a linguagem mais requerida no mercado de trabalho (DEITEL e DEITEL, 2003).

Orientada a objetos ou Programação Orientada a Objetos (POO), a *Java* é uma linguagem de programação apropriada para criar desde aplicativos para *Web* (*World Wide Web*) à *softwares* completos, robustos e independentes. Foi desenvolvida e lançada em sua primeira versão no ano de 1996 pela *Sun Microsystems* (CLARO e SOBRAL, 2008).

Gonçalves (2006) explica que uma Programação Orientada a Objetos (POO) representa o modo como os elementos são produzidos a partir de outros, ele exemplifica citando o objeto livro, que provém de uma árvore transformada em celulose e, sem seguida em papel, no entanto, uma árvore também poderia tornar-se uma estaca de madeira, ou mesmo que transformada em papel, ainda poderia seguir outro caminho e tornar-se um caderno.

O importante para Gonçalves (2006) é o conceito de que tanto livro, caderno ou estaca de madeira se desenvolveram a partir da árvore, que esse arquivo inicial pode ser utilizado para gerar diferentes produtos que terão características e objetivos específicos determinados por suas funções e finalidades.

2.1.9 NetBeans

A *NetBeans IDE (Interface Development Environment)* auxilia na escrita, compilação, entre outras aplicações. Esse ambiente de programação fundado pela *Sun Microsystems* proporciona ao desenvolvedor suporte completo em diversas linguagens, incluindo o *Java*, ao disponibilizar em seu *layout* módulos, bibliotecas *API's (Application Program Interface)*, que são conjuntos de aplicativos para construção de *softwares*, etc. Além dessas funções, permite que o usuário dessa ferramenta produza seus próprios *plug-ins* (GOLÇALVES, 2006).

Seu poderoso suporte promove segurança ao desenvolvedor por permitir criações mais flexíveis e de fácil manutenção, módulos que trabalham em conjunto, rigoroso controle sobre os conjuntos de rotinas e modelos de programação para acesso a aplicativo de software ou a plataforma baseada na *Web* (*API's*). Os módulos da plataforma *NetBeans* atendem dos mais simples aos mais complexos requisitos, fazendo uma combinação prática e objetiva de módulos para aplicações robustas (*NETBEANS, on-line, 2017, tradução nossa*).

The modular nature of a NetBeans Platform application gives you the power to meet complex requirements by combining several small, simple, and easily tested modules encapsulating coarsely-grained application features. Powerful versioning support helps give you confidence that your modules will work together, while strict control over the public APIs your modules expose will help you create a more flexible application that's easier to maintain. (*NETBEANS, on-line, 2017*).

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e descrição do método

A produção do conhecimento científico ocorre via observação, investigação, descrição, experimentação, verificação e progresso dos recursos, onde, a parceria racional e lógica entre essas ações resulta na melhoria e especialização das informações, logo, por ser uma ciência de atributos objetivos, metódicos, coerentes, consistentes, éticos, de relevância social e suscetíveis de evidências e comprovações.

O método científico proporciona uma elaboração teórica de aproximação da realidade que se supõe, e, ao longo do estudo ou em futuros testes, torna-se passível de comprovação de sua veracidade, desenvolvimento e reformulações, afim de alcançar o público e solucionar problemas, aprimorando o conhecimento informal e fornecendo informações transitórias, visto que, a ciência é apta a evolução, sendo assim, a pesquisa pode ser percebida como uma aplicação sucessiva de procedimentos e técnicas, que atuam mediante as aproximações contínuas da realidade para uma intervenção teórica, prática ou mista que forneça dados às próximas pesquisas e utilidade aos múltiplos campos sociais (LAKATOS e MARCONI, 2003).

3.1.2 Realização do estudo

Para realizar esse estudo de natureza aplicada, fez-se o levantamento fiel exploratório de referências documental e bibliográfica contidas na NBR 6122 (2010), revistas e livros especializados na área, permitindo ao autor examinar, recolher, absorver e selecionar via contato com uma fração dos conteúdos científicos acumulados, os conhecimentos contemporâneos escritos sobre o tema para serem usados na futura aplicação de prática dirigida de desenvolvimento do *software*.

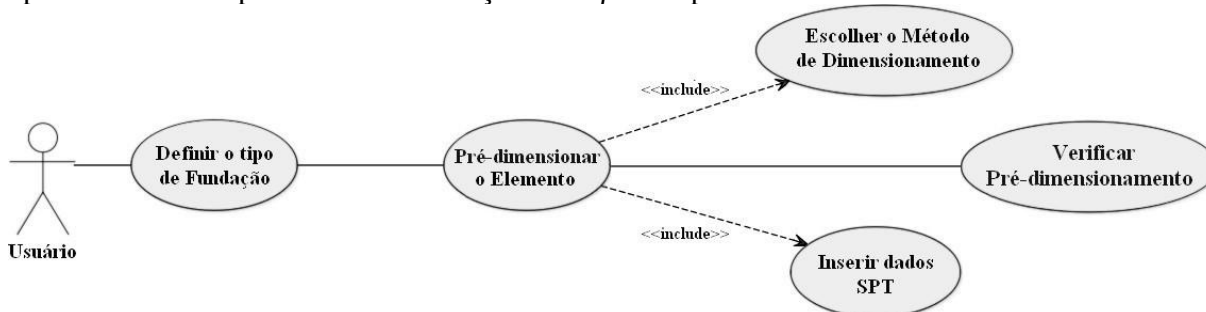
Ambos os processos, documental e bibliográfico, podem ser confundidos por serem produzidos e veiculados usualmente através de artigos, por isso, Lakatos e Marconi (2003) destacam como principal diferença, a natureza das fontes desses métodos, em que o documental,

é uma produção que não foi, mas, poderá ser explorada e reelaborada analiticamente de acordo com os objetivos de pesquisas, e o bibliográfico, onde há transcrição analítica de fontes primárias, dentro das contribuições dos autores sobre o assunto.

A finalidade exploratória dessa pesquisa preliminar envolve a análise aprofundada e a compreensão do material recolhido durante a fundamentação teórica, de onde foram extraídos a teoria de Terzaghi e os métodos semi-empíricos disponíveis para o mercado e solo brasileiro e seus estudos detalhados, verificando a forma como estes surgiram, operam, em quais condições e restrições são ou não executados, quais dados, tabelas e variantes são neles empregados, sua sequência de raciocínio lógico, fórmulas aplicadas, entre outras questões, para elaborar via procedimento experimental, uma única ferramenta virtual que use esse conteúdo científico nos cálculos das dimensões geométricas dos elementos de fundações.

Alicerçado nisso, é apresentado graficamente a estruturação do sistema computacional através de um diagrama de caso de uso na Figura 19, em linguagem de modelagem unificada UML (do inglês: *Unified Modeling Language*), indicando como será a performance do *software*, numa realidade de uso acadêmico onde estará apto a ser inserido.

Figura 19: Diagrama de caso de uso, em linguagem de modelagem unificada UML, apresentando a expectativa de utilização do *software* por um usuário.



Fonte: Autor (2017).

Para Booch *et al.* (2000), a Linguagem Unificada de Modelagem (UML) é um sistema gráfico, um modelo para o planejamento de sistemas complexos de *softwares*. Essa ferramenta assegura uma forma-padrão, visando facilitar a compreensão previamente a implementação, para a elaboração do projeto.

A UML é aplicada sobretudo em etapas de especificação dos requisitos do projeto, onde, assemelha-se ao esboço incompleto de uma planta baixa antes da edificação de uma obra, permitindo análises das informações coletadas e ajustes no *software*, acatando as necessidades do cliente, normas e demais elementos indicados, inseridos e moldados pelo programador, essa linguagem também diminui as probabilidades de erro no projeto.

A Figura 19 apresenta o usuário como o sujeito que irá realizar as ações no *software*, a começar pela definição do tipo de fundação quando o programa apresentar as opções para sapata, tubulão ou estaca, após essa primeira escolha, o *software* solicitará um dos métodos e os valores dos dados do SPT, que o usuário captará previamente durante a sondagem do solo, é com bases nessas escolhas e dados fornecidos que a ferramenta computacional fará o cálculo e exibirá as dimensões geométricas do elemento de fundação.

3.1.3 Manipulação do estudo e desenvolvimento do *software*.

A atividade seguinte envolverá a manipulação direta de todo o estudo bibliográfico e documental realizado, para que o *software* realize as etapas estipuladas no modelo de planejamento (UML), é o momento de programar os algoritmos, os elementos que compõem o *software* e que realizarão os cálculos de acordo com as ordens e valores disponibilizados pelo usuário.

Para cada método de dimensionamento (semi-empírico ou a teoria de Terzaghi) um único algoritmo fará todo o cálculo para um único elemento de fundação, ou seja, cada elemento de fundação poderá ter sua geometria calculada utilizando qualquer um dos métodos semi-empíricos ou pela teoria de Terzaghi disponíveis na ferramenta, para tanto, será utilizada a linguagem de programação *Java* como instrumento no ambiente da ferramenta *NetBeans*.

Gil (2002) explica que procedimentos experimentais devem detalhar como o objeto de pesquisa é gerado em meios conhecidos e controlados pelo pesquisador, sendo assim esse estudo detalhará o desenvolvimento do *software* em linguagem *Java*, no ambiente da ferramenta *NetBeans*, onde os algoritmos para dimensionamento dos elementos de fundação serão criados, adicionados e controlados e, posteriormente observados a respeito dos resultados que as variáveis (fórmulas do conteúdo da teoria de Terzaghi e dos métodos semi-empíricos em forma de algoritmos) produzirão no objeto (*software*).

Os resultados quantitativos serão comparados no momento de prova ao cálculo executado manualmente, onde será gerada uma tabela com resultados obtidos pelo *software* do autor e pelo processo manual, confrontando assim as possíveis divergências entre esses dados e verificando se estão em um nível aceitável, isso porque, a finalidade de uma pesquisa de procedimento experimental, também, segundo Lakatos e Marconi (2003), é demonstrar a viabilidade de determinada técnica ou programa como uma solução viável em potencial.

3.1.4 Teoria de Terzaghi e Métodos semi-empíricos aplicados a sapatas e tubulões

A seguir são nomeados, respeitando a ordem cronológica de publicação, os principais métodos aplicados no Brasil para dimensionamento de fundações dos tipos diretas e indiretas.

3.1.4.1 Teoria de Terzaghi (1943)

Cintra *et al.* (2011) expõe que a proposta de capacidade de carga do solo da teoria de Terzaghi (1943) considera uma ruptura generalizada medida a partir da Equação 1.

$$\sigma_U = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + 0,5\gamma * B * N_\gamma * S_\gamma \quad (1)$$

Onde:

σ_U : Capacidade de carga ou tensão de ruptura dos solos.

c: Coesão efetiva dos solos.

γ : Peso específico dos solos.

q: Tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação.

N_c, N_γ, N_q : Fatores de carga obtidos em função do ângulo de atrito do solo.

N_c : $\cotg \phi \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right]$.

N_q : $e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$.

N_γ : $2(N_q + 1) \tan \phi$.

E_p : Empuxo passivo.

S_c, S_γ, S_q : Fatores de forma, obtidos na Tabela 2.

B: Menor dimensão da fundação.

D: Profundidade de embutimento da fundação no solo.

Em solos moles ou fofos onde ocorre ruptura por puncionamento, os princípios de capacidade de carga a serem aplicados na resolução da capacidade de carga das fundações superficiais via formulação clássica de Terzaghi precisam ter os parâmetros de coesão e ângulo de atrito reduzidos conforme as Equações 2 e 3 (CINTRA *et al.*, 2011).

$$c^* = \frac{2}{3}c \quad (2)$$

$$\tan \phi^* = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (3)$$

Onde:

c^* : Coesão efetiva dos solos para solos moles ou fofos.

c : Coesão efetiva dos solos.

ϕ^* : Ângulo de atrito dos solos para solos moles ou fofos.

ϕ : Ângulo de atrito dos solos.

Tabela 2: Fatores de forma a serem empregados na formulação teórica de Terzaghi.

Forma da Fundação	Fatores de Forma		
	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	1,0	0,8
Circular	1,3	1,0	0,6

Fonte: Cintra *et al.* (2011).

3.1.4.2 Métodos Semi-Empíricos para Sapatas e Tubulões utilizando SPT.

Para as fundações diretas, as correlações envolvendo SPT determinam o valor da tensão admissível, considerando o fator de segurança da NBR 6122 implicitamente, dispensando a sua aplicação desse modo (CINTRA *et al.*, 2011).

Em tubulões, do mesmo modo em que a tensão admissível é obtida em fundações por sapatas, também é necessário que atendam o estado-limite de serviço (ELS) e estado-limite último (ELU), bem como, os mesmos procedimentos aplicados em sapatas são normatizados para verificação do ELU nos tubulões (CINTRA *et al.*, 2011).

3.1.4.2.1 Método de Mello (1975)

Em 1975, Mello desenvolveu um método de outra correlação baseado na prática profissional para obter a tensão admissível do solo para o dimensionamento de sapatas sem distinção do mesmo, usando a Equação 4 (CINTRA *et al.*, 2011):

$$\sigma_{ADM} = 100 \left(\sqrt{\overline{N_{SPT}}} - 1 \right) \text{ com } 4 \leq \overline{N_{SPT}} \leq 16 \quad (4)$$

Onde:

σ_{ADM} : Tensão Admissível (kPa).

$\overline{N_{SPT}}$: Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT no bulbo de tensões (adimensional).

3.1.4.2.2 Método de Teixeira (1996)

Esse método é conhecido no meio técnico brasileiro para a obtenção da tensão admissível através do índice de resistência à penetração do SPT. A Equação 5 apresentada por Teixeira (1996, *apud* SKEMPTON, 1951), serve para fundações rasas por sapatas retangulares ou tubulões, atendendo a condição de ser apoiadas somente em terrenos puramente argilosos (CINTRA *et al.*, 2011):

$$\sigma_{ADM} = \frac{\overline{N_{SPT}}}{0,05} + q \text{ com } 5 \leq \overline{N_{SPT}} \leq 20 \quad (5)$$

Onde:

σ_{ADM} : Tensão Admissível (kPa).

q : sobrecarga que pode, ou não, ser considerada (kPa).

$\overline{N_{SPT}}$: Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT no bulbo de tensões (adimensional).

Para solos arenosos com peso específico de 18kN/m³, através da fórmula da capacidade de carga de Terzaghi, Teixeira (1996) desenvolveu uma correlação onde considera sapatas quadradas apoiadas a 1,5 metros de profundidade utilizando a Equação 6 (CINTRA *et al.*, 2011):

$$\sigma_{ADM} = 0,05 + (1 + 0,4 * B) * \frac{\overline{N_{SPT}}}{100} \quad (6)$$

Onde:

σ_{ADM} : Tensão Admissível (MPa).

B : Comprimento do lado da sapata quadrada (m).

$\overline{N_{SPT}}$: Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT no bulbo de tensões (adimensional).

3.1.4.2.3 Método de Alonso (1983)

Semelhante as fundações por sapatas, a correlação semi-empírica apresentada por Alonso (1983), é indicada para determinação de tensão admissível para solos em profundidade, especificamente para o caso de tubulões através da Equação 7:

$$\sigma_{ADM} = \frac{\overline{N_{SPT}}}{0,03} \text{ com } 6 \leq \overline{N_{SPT}} \leq 18 \quad (7)$$

Onde:

σ_{ADM} : Tensão Admissível (kPa).

$\overline{N_{SPT}}$: Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT no bulbo de tensões (adimensional).

Em que o efeito do embutimento da fundação é considerado para a redução do denominador de 50 para 30 aumentando a tensão admissível (CINTRA *et al.*, 2011).

3.1.4.3 Métodos de previsão de capacidade de estacas

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), para determinar a carga admissível deve-se adotar o fator de segurança 2 na ausência de provas de carga, e 1,6 com provas de carga. Para estacas escavadas, especificamente para os casos onde não é feita a limpeza e compactação do fundo do furo, é necessário que a carga admissível não ultrapasse 1,25 vezes a resistência de atrito lateral de ruptura, desse modo, a ponta da estaca não pode suportar mais de 25% da carga admissível da estaca, conforme a Equação 8 mostra a seguir:

$$P_{ADM} \leq 1,25 * P_{at-lat} \quad (8)$$

Onde:

P_{ADM} : Carga admissível da estaca (kN).

P_{at-lat} : Carga devida exclusivamente ao atrito lateral na ruptura (kN).

Os seguintes métodos de dimensionamento geométrico de estacas são apresentados logo abaixo: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978; 1982), Velloso (1981), Teixeira (1996) e Vorcaro-Velloso (2000).

3.1.4.3.1 Método Aoki-Velloso (1975)

Desenvolvido a partir de uma pesquisa comparativa entre os resultados de provas de carga em estacas e de dados de sondagem CPT. O método de Aoki e Velloso (1975) pode ser usado com dados do SPT (*Standard Penetration Test*) e do ensaio CPT (*Cone Penetration Test*) (VELLOSO e LOPES, 2010).

Para a capacidade de carga da estaca através dos dados do SPT, utiliza-se a Equação 9, na qual a carga última é a soma da resistência de ponta e atrito lateral:

$$P_U = \frac{A_p * k * N_{spt}}{F_1} + \frac{U}{F_2} * \sum(\alpha * k * \overline{N_{SPT}} * \Delta l) \quad (9)$$

Onde:

P_U : Carga última da estaca (kN).

F_1 e F_2 : Fatores de escala e execução conforme Tabela 4.

N_{spt} : Valor do índice de resistência à penetração do SPT na cota de apoio (adimensional).

A_p : Área da projeção da ponta da estaca (m²).

k e α : Valores relacionados ao tipo de solo conforme a Tabela 3.

$\overline{N_{SPT}}$: Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT na camada de espessura Δl (adimensional).

U : Perímetro da seção transversal do fuste (m).

Δl : Espessura do trecho da camada considerada (m).

Para alcançar os valores de F_1 e F_2 foram feitas cerca de 100 retro análises de provas de carga em estacas, com os valores de todas as variáveis conhecidas dos resultados de SPT e da Tabela 3, foi possível calcular os fatores F_1 e F_2 (VELLOSO e LOPES, 2010).

Tabela 3: Valores de k e α .

Tipo de solo	k (KPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia siltoargilosa	700	2,4
Areia argilossiltosa	500	2,8
Areia Argilosa	600	3,0
Silre arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Silte	400	3,0
Silte argiloarenoso	250	3,0
Silte argiloso	230	3,4
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenossiltosa	300	2,8
Argila siltoarenosa	330	3,0
Argila siltosa	220	4,0
Argila	200	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Como não foi possível dividir a capacidade da ponta da capacidade do fuste por causa da falta de provas de carga instrumentadas, então adotou para F2 o valor de 2 F1. Seus valores estão apresentados na Tabela 4 (VELLOSO e LOPES, 2010).

Na época em que o método foi desenvolvido, na década de 70, as estacas do tipo hélice ainda não eram executadas e as estacas raiz acabavam de ser introduzidos no mercado, então posteriormente, para esses novos tipos de estaca o método foi avaliado e atribuiu os valores de F1 para 2 e F2 para 4 de estacas hélice, ômega e raiz, que acabaram sendo levemente conservadores (VELLOSO e LOPES, 2010).

Tabela 4: Valores de F1 e F2.

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	2.F1
Metálica	1,75	2.F1
Pré-moldada de concreto	$1+\phi/0,8$	2.F1
Escavada	3,00	2.F1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,00	2.F1

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Nota: ϕ : Diâmetro ou lado da estaca em cm.

3.1.4.3.2 Método Décourt-Quaresma (1978 e 1982)

Na primeira versão, Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma (1978) expuseram um método para determinar a capacidade de carga de estacas com a utilização de dados oriundos do ensaio SPT. Uma segunda versão do método, Décourt-Quaresma (1982), procurou aprimorar

a metodologia inicial, no que compete a resistência lateral mantendo o mesmo cálculo da resistência de ponta calculada na primeira versão (VELLOSO e LOPES, 2010).

Desse modo a última versão de seu método é apresentada pela Equação 10.

$$P_u = \alpha * C * \overline{N_p} * A_p + 10 * \beta * \left(\frac{\overline{N_L}}{3} + 1 \right) * A_l \quad (10)$$

Onde:

P_u : Resistência a ruptura da estaca (kN).

α e β : Conforme Tabelas 5 e 6 respectivamente (adimensional).

C : Conforme Tabela 5 (kPa).

A_p : Área da projeção da ponta da estaca (m²).

A_l : Área da projeção lateral da estaca descontando a parcela usada na ponta (m²).

$\overline{N_p}$: Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT na cota de apoio, na imediatamente anterior e posterior da ponta da estaca (adimensional).

$\overline{N_L}$: Média do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (adimensional).

10: Valor de atrito lateral médio (kPa).

A fim de adquirir a capacidade da resistência de ponta na versão inicial, o valor de $\overline{N_p}$ é atribuído à média entre a própria cota de apoio da ponta da estaca e suas medidas imediatamente anterior e posterior.

No atrito lateral, valor de $\overline{N_L}$ além de independer do tipo de solo, leva em conta a média dos índices ao longo do fuste, e se forem menor que 3 e maior que 50, devem ser considerados respectivamente 3 e 50. Também não pode considerar as cotas usadas para calcular a resistência de ponta da estaca (VELLOSO e LOPES, 2010).

Tabela 5: Valores de C.

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Fonte: Décourt-Quaresma (1978) *apud* Velloso e Lopes (2010).

O coeficiente α é empregado para majorar a capacidade de reação de ponta, enquanto o coeficiente β serve para minorar o atrito lateral unitário da estaca, seus valores podem ser obtidos nas Tabelas 6 e 7. Sugere-se que para dimensionar uma estaca padrão, sendo elas, pré-

moldada de concreto, metálica e Franki, devem ser considerados os coeficientes α e β como 1, e para os outros tipos de estacas, as listadas nas respectivas Tabelas 6 e 7. (CINTRA e AOKI, 2010).

Tabela 6: Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de estaca e solo	Escavada em Geral	Escavada (bentonítica)	Hélice Continua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Nota: *Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 7: Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de estaca e solo	Escavada em Geral	Escavada (bentonítica)	Hélice Continua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Nota: *Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

E conforme apresentado na Equação 11, a capacidade de carga admissível da estaca será:

$$P_{ADM} = \frac{P_{L,ult}}{1,3} + \frac{P_{P,ult}}{4,0} \quad (11)$$

Onde:

P_{ADM} : Carga admissível da estaca (kN).

$P_{L,ult}$: Carga última do atrito lateral da estaca (kN).

$P_{P,ult}$: Carga última da resistência de ponta da estaca (kN).

Lembrando que a NBR 6122 (ABNT, 2010) especifica que a carga admissível é a soma entre a resistência lateral e a resistência de ponta, divididas pelo fator de segurança, porém, como esse método já especifica sua própria carga admissível, a fim de garantir segurança, usa-se o menor valor entre os dois processos.

No caso de estacas escavadas com lama bentonítica, Décourt (1986) recomendou os novos valores que estão apresentados na Tabela 8 para calcular a resistência de ponta da estaca (VELLOSO e LOPES, 2010).

Tabela 8: Valores de C para estacas escavadas com lama bentonítica.

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	100
Siltes argilosos (alteração de rocha)	120
Siltes arenosos (alteração de rocha)	140
Areias	200

Fonte: Décourt (1986) *apud* Velloso e Lopes (2010).

3.1.4.3.3 Método de Velloso (1981)

Um critério para estimar a capacidade de carga de estacas foi desenvolvido por Pedro Paulo Velloso (1981) conforme a Equação 12, nela as parcelas de resistência de ponta e atrito lateral são subdivididos em mais duas equações (VELLOSO e LOPES, 2010):

$$P_U = A_b * \alpha * \beta * q_{p,ult} + U * \alpha * \lambda * \sum (\tau_{l,ult} * \Delta l_i) \quad (12)$$

Onde:

P_U : Carga última da resistência de ruptura da estaca (kN).

U : Perímetro da seção transversal do fuste (m).

A_b : Área da base (m²).

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

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

β : Fator da dimensão da base = $1,016 - 0,016 * \frac{B_b}{b}$ e 0 para estacas tracionadas (para $B_b = B$).

B : Diâmetro do fuste (m).

B_b : Diâmetro da base (m).

b : Diâmetro da ponta do cone (3,6 cm no cone padrão).

Δl_i : Comprimento do fuste (m).

E os valores de $\tau_{l,ult}$ e $q_{p,ult}$ podem ser determinados conforme a Equação 13 e 14 a seguir:

$$\tau_{l,ult} = \alpha' * N_l^{b'} \quad (13)$$

$$q_{p,ult} = a * N_p^b \quad (14)$$

Onde:

$q_{p,ult}$: Parcela da resistência última de ponta (kN).

$\tau_{l,ult}$: Parcela da resistência última de atrito lateral (kN).

a' : Definido pela Tabela 9.

b' : Definido pela Tabela 9.

a : Definido pela Tabela 9.

b : Definido pela Tabela 9.

N_l : Média do índice de resistência à penetração do SPT na camada do solo (adimensional).

N_p : Índice de resistência à penetração do SPT na cota de apoio da estaca (adimensional).

Tabela 9: Valores aproximados de a , b , a' , b' .

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

Fonte: Velloso (1981) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Nota: (1) Dados obtidos na obra da Refinaria Duque de Caxias (RJ); (2) Dados obtidos na obra da AÇOMINAS (MG).

3.1.4.3.4 Método de Teixeira (1996)

Para estimar a capacidade de carga à compressão em estacas, Teixeira (1996) apresentou seu método que a determina em função dos coeficientes α e β onde usa a Equação 15 (VELLOSO e LOPES, 2010):

$$Q_{L,ult} = \alpha * \overline{N_b} * A_p + U * \beta * \overline{N_L} * L \quad (15)$$

Onde:

$Q_{L,ult}$: Resistência última da estaca (kN).

$\overline{N}_b$: Valor médio do índice SPT obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo (adimensional).

$\overline{N}_L$: Valor médio do índice SPT ao longo do fuste da estaca (adimensional).

A_p : Área da ponta ou base (m²).

U : Perímetro da seção transversal do fuste (m).

L : Comprimento da estaca (m).

α : Definido pela Tabela 10.

β : Definido pela Tabela 10.

Tabela 10: Valores de α e β .

	Solo	Tipo de estaca*			
		I	II	III	IV
Valores de α (kPa) em função do tipo de solo ($4 < N < 40$)	Argila siltosa	110	100	100	100
	Silte argiloso	160	120	110	110
	Argila arenosa	210	160	130	140
	Silte arenoso	260	210	160	160
	Areia argilosa	300	240	200	190
	Areia siltosa	360	300	240	220
	Areia	400	340	270	260
	Areia com pedregulhos	440	380	310	290
Valores de β (kPa) em função do tipo de estaca		4	5	4	6

Fonte: Teixeira (1996) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Nota: *Tipo de estaca; I - Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; II - Estacas tipo Franki; III – Estacas escavadas a céu aberto; IV - Estacas-raiz.

Os valores de β dependem somente das características da estaca, enquanto os de α estão relacionados ao tipo de estaca e de solo (VELLOSO e LOPES, 2010).

Nas estacas pré-moldadas de concreto que são cravadas em solos de argilas moles, em que geralmente o índice de resistência a penetração SPT é abaixo de 3, para calcular seu atrito lateral é necessário que ao invés de usar os dados da Tabela 10 deve-se aplicar os valores seguintes: (VELLOSO e LOPES, 2010):

a) Para argilas de baías holocênicas e de sedimentos fluviolagunares (SFL), em camadas encontradas de 20 a 25 metros de profundidade, onde possui coloração cinza-escuro e são levemente sobreadensadas, tendo seu $N_{spt} < 3$, então $\tau_{l,ult}$ recebe de 20 a 30 KPa (VELLOSO e LOPES, 2010).

b) Para argilas pleistocênicas e transicionais que podem ter coloração cinza-claro e que são encontradas em camadas subjacentes às fluviolagunares com pressões de pré-adensamento superiores as encontradas nessas camadas de SFL onde possuem um N_{spt} de 4 a 8, sua $\tau_{l,ult}$ pode ser considerada de 60 a 80 KPa (VELLOSO e LOPES, 2010).

Teixeira recomenda usar para as estacas escavadas o fator de segurança 1,5 para atrito lateral e 4 para resistência de ponta, e para estacas pré-moldadas de concreto, metálicas, Franki e raiz, é recomendado o fator de segurança adotado pela NBR 6122 (ABNT, 2010), ou seja, 2 (VELLOSO e LOPES, 2010).

3.1.4.3.5 Método de Vorcaro-Velloso (2000)

Para desenvolver esse método, a técnica que foi usada por Vorcaro (2000) foi a de regressão linear múltipla, onde obteve os dados de provas de carga estáticas em solos classificados por sondagem a percussão SPT, do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ) (VELLOSO e LOPES, 2010).

O método detalhado foi exposto na defesa de tese de doutorado de Vorcaro, em 2000. E em duas publicações posteriores no mesmo ano por Vorcaro e Velloso (2000), o método foi aplicado estritamente, em estacas escavadas e hélice contínua (VELLOSO e LOPES, 2010).

A classificação do solo é feita em cinco grupos conforme a Tabela 11, além disso, foi verificado que ao longo do fuste, a natureza do solo é pouco relevante.

Tabela 11: Grupos de solos.

Grupo				
1	2	3	4	5
areia	areia siltosa	silte	silte arenoargiloso	silte argiloso
	areia siltoargilosa	silte arenoso	silte argiloarenoso	argila
	areia argilosa	argila arenosa	argila arenossiltosa	argila siltosa
	areia argilossiltosa	argila siltoarenosa		

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Nas Equações 16 e 17 que seguem:

$$XP = A * N_{ponta} \quad (16)$$

$$XF = U * \sum N_{fuste} * \Delta l \quad (17)$$

Onde:

XP : Parcela da capacidade de carga da ponta da estaca (m^2).

XF : Parcela da capacidade de carga do atrito lateral da estaca (m^2).

A : Área da ponta da estaca (m^2).

U : Perímetro do fuste da estaca (m).

Δl : Espessura de solo ao longo da qual N pode ser considerado constante (m).

N_{ponta} : Índice de resistência à penetração do SPT na cota de apoio da estaca (adimensional).

N_{fuste} : Índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca (adimensional).

Q_u : Carga de ruptura do solo (kN).

Logo a baixo seguem as equações para obter o provável valor médio previsto para as cargas de ruptura do solo para cada tipo de estaca:

a. Estacas tipo Franki

$$Q_u = \exp \left[(61,17 * \ln XP + 58,25 * \ln XF)^{1/3} \right], \text{ para bases em solos do grupo 1}$$

$$Q_u = \exp \left[(66,74 * \ln XP + 58,25 * \ln XF)^{1/3} \right], \text{ para bases em solos do grupo 2}$$

$$Q_u = \exp \left[(59,72 * \ln XP + 58,25 * \ln XF)^{1/3} \right], \text{ para bases em solos do grupo 3}$$

$$Q_u = \exp \left[(60,65 * \ln XP + 58,25 * \ln XF)^{1/3} \right], \text{ para bases em solos do grupo 4}$$

$$Q_u = \exp \left[(67,79 * \ln XP + 58,25 * \ln XF)^{1/3} \right], \text{ para bases em solos do grupo 5}$$

b. Estacas pré-moldadas de concreto

$$Q_u = 676,0 * XP^{1/2} + 3,1 * XF, \text{ para pontas em solos do grupo 1}$$

$$Q_u = 705,3 * XP^{1/2} + 3,1 * XF, \text{ para pontas em solos do grupo 2}$$

$$Q_u = 648,3 * XP^{1/2} + 3,1 * XF, \text{ para pontas em solos do grupo 3}$$

$$Q_u = 534,7 * XP^{1/2} + 3,1 * XF, \text{ para pontas em solos do grupo 4}$$

$$Q_u = 649,5 * XP^{1/2} + 3,1 * XF, \text{ para pontas em solos do grupo 5}$$

c. Estacas escavadas

$$Q_u = \exp \left[(6,23 * \ln XP + 7,78 * \ln XF)^{1/2} \right], \text{ para bases em solos do grupo 2}$$

$$Q_u = \exp \left[(4,92 * \ln XP + 7,78 * \ln XF)^{1/2} \right], \text{ para bases em solos do grupo 3}$$

$$Q_u = \exp \left[(6,96 * \ln XP + 7,78 * \ln XF)^{1/2} \right], \text{ para bases em solos do grupo 4}$$

$$Q_u = \exp \left[(7,32 * \ln XP + 7,38 * \ln XF)^{1/2} \right], \text{ para bases em solos dos grupos 1 e 5}$$

d. Estacas tipo hélice contínua, e para qualquer solo

$$Q_u = \exp(1,96 * \ln XP - 0,34 * \ln XP * \ln XF + 1,36 * \ln XF)$$

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1 Desenvolvimento do Sistema

No conceito de programação, a linguagem *Java* é adaptada para a técnica de programação orientada a objetos (POO), onde o código é baseado em elementos do mundo real. Esses objetos são transcritos em forma de classes que possui seus atributos e funções de acordo com suas particularidades, como exemplo a Figura 20. Então para todo o desenvolvimento dessa parte, o código foi baseado nessa metodologia de programação que abrange técnicas como o polimorfismo, encapsulamento, herança, etc.

Figura 20: Parte da classe SPT do *software* na linguagem *Java*.

```
package fundacoes.modelo;

import java.util.ArrayList;

/**...4 linhas */
public class Spt {

    private static int nivelDagua, cotaApoio, somaCamadas;
    private static String nomeIdCamada[] = {"Areia", "Areia siltosa", "Areia siltoargilosa",
        "Silte argiloarenoso", "Silte argiloso", "Argila arenosa", "Argila arenossiltosa",
    private static int espessuraCamada[] = new int[10];
    private static String nomeCamada[] = new String[10];
    private static ArrayList<Double> listaNspt = new ArrayList<Double>();

    public static int getIdCamada(String nome) {
        int id = 0;
        for (int i = 0; i < getNomeIdCamada().length; i++) {
            if (nome.equals(getNomeIdCamada()[i])) {
                id = i;
            }
        }
        return id;
    }

    public static String getNomeCamada(int id) {
        return nomeCamada[id];
    }
}
```

Fonte: Autor (2018).

Para a elaboração desse sistema foi necessário dividi-lo em 3 partes principais, que são a entrada de dados inseridos pelo usuário, o processamento destes pelo algoritmo programado e a apresentação correta das informações de saída de forma simples.

4.1.1.1 Interface do Software

Para a primeira etapa, como todos os métodos de dimensionamento propostos usam vários dados em comum, eles foram analisados e concentrados em uma única tela, a qual seria sobre o laudo de sondagem SPT, de onde vem as informações cruciais para o dimensionamento dos elementos de fundações.

Com base nisso a tela de sondagem SPT foi elaborada com as seguintes informações: um campo de texto para inserir a profundidade onde é encontrado o nível d'água, as camadas de solo com um campo para selecionar sua classificação e definir sua espessura, uma tabela de duas colunas onde o número de golpes (N_{SPT}) é inserido de metro a metro, e um botão para aplicar todos os dados nas variáveis do *software* como mostra a Figura 21.

Figura 21: Tela da Sondagem SPT.

Sondagem SPT

Cota do nível d'água: 15 metros

Camadas	Tipo de Solo	Espessura (metros)
1:	Areia	6
2:	Argila siltosa	5
3:	Areia	4
4:	Areia	0
5:	Areia	0
6:	Areia	0
7:	Areia	0
8:	Areia	0
9:	Areia	0
10:	Areia	0

Profundidade	Golpes N
1	9
2	9,7
3	9
4	9
5	13
6	14
7	4
8	3
9	2
10	3
11	3
12	25
13	28
14	35
15	57
16	
17	
18	
19	
20	
21	

Aplicar Fechar

Fonte: Autor (2018).

Ainda na parte da entrada de dados, foi desenvolvida uma tela para cada tipo de elemento, com o mesmo intuito da tela de sondagem, buscando agrupar o máximo possível de informações convergentes.

Para a parte dos elementos de estacas, a primeira escolha que o usuário deve fazer é selecionar a cota de apoio e qual o tipo de estaca desejada, em seguida é necessário estabelecer um diâmetro para a estaca, que poderá ser escolhido a partir de uma caixa de seleção onde possui diversas medidas de trados comerciais. Há também a possibilidade de se desprezar

durante o cálculo, qualquer uma das resistências, da ponta ou lateral da estaca, e por fim após toda a configuração, tem um botão para calcular as devidas resistências da estaca, e exibindo os resultados em uma tabela para cada método de dimensionamento na própria tela, de acordo com a Figura 22.

Figura 22: Tela do dimensionamento de estacas.

FundCalc - Estaca

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Cota de apoio: Metros

Tipo da Estaca

- Trado Manual/Mecânico
- Strauss
- Hélice Contínua
- Estação
- Barrete
- Pré-Moldada de Concreto
- Pré-Moldada Metálica
- Franki
- Raiz
- Microestaca (Injetada sob alta pressão)

Para o método de Aoki-Velloso (1975)

☒ Usar valor padrão de F1 0

☒ Usar valor padrão de F2 0

Para o método de Décourt-Quaresma (1978;1982)

☒ Usar valor padrão de Alfa 0

☒ Usar valor padrão de Beta 0

☐ Desprezar Resistência do Atrito Lateral

☐ Desprezar Resistência de Ponta

Diâmetro: 20 Centímetros

Para estacas metálicas, deve escolher um perfil: ☐ Perfil H ☐ Perfil I

Todos os valores estão na unidade de Toneladas.
O método de Vorcaro-Velloso (2000) realiza o cálculo da Carga Total diretamente.

Método de Dimensionamento	Resistência de Atrito Lateral	Resistência de Ponta	Resistência Total	Carga Admissível
Aoki-Velloso (1975)				
Décourt-Quaresma (1982)				
Velloso (1981)				
Teixeira (1996)				
Vorcaro-Velloso (2000)				
Média				

Fonte: Autor (2018).

No dimensionamento de tubulão (Figura 23) é necessário selecionar um método para calcular a tensão admissível do solo na cota de apoio da base do elemento, em seguida deve-se preencher os campos em branco com as informações sobre o N_{spt} do solo, onde a base será apoiada e a carga recebida da estrutura, a qual o tubulão terá de suportar.

O usuário também pode escolher o N_{spt} que será utilizado para o cálculo através dos botões de seleção, tendo como alternativas o N_{spt} da cota de apoio, a média dos N_{spt} 's abaixo da cota que são menores ou iguais ao da própria cota de apoio, ou ainda se necessário, usar um valor específico bastando nesse caso digitá-lo no campo de texto que ficará liberado após usar essa escolha.

Após isso é possível obter a tensão admissível e a área necessária para fazer seu dimensionamento clicando no botão calcular, logo, o programa irá preencher os campos das medidas do tubulão com os valores padrão e irá liberar os botões de controle dessas medidas para o usuário especificar seu dimensionamento como desejar, respeitando os valores mínimos

e máximos estabelecidos por norma através de um cálculo feito em tempo real que atualiza seus limites, ao mesmo tempo em que suas dimensões são alteradas.

Figura 23: Tela do dimensionamento de tubulão.

Fonte: Autor (2018).

O dimensionamento de sapatas (Figura 24) é semelhante ao do tubulão, que segue a mesma linha de raciocínio onde é descoberta a área necessária através de um método para obtenção da tensão admissível disponível, para isso, é preciso escolher o método através de um dos botões de seleção e inserir os dados que são solicitados na tela como a carga solicitante, as medidas do pilar, a cota de apoio e o N_{spt} que será utilizado para o cálculo da tensão admissível do solo.

Em seguida, para realizar o dimensionamento geométrico do elemento, é preciso clicar no botão calcular e posteriormente pode-se escolher entre os modos livre e econômico através de botões de seleção. Logo após, os botões deslizantes são liberados, eles se auto ajustam para atender a área necessária à medida em que são conduzidos pelo usuário, aumentando ou diminuindo seus valores conforme sua necessidade.

Figura 24: Tela do dimensionamento de sapata.

SAPATA

Carga aplicada na sapata (kN): 920 Lado A do Pilar (cm): 40
 Cota de Apoio (m): 3 Lado B do Pilar (cm): 25

☐ Cota de Apoio
☒ Média
 Nspt utilizado: ☐ Usar Nspt específico
 4,00

Método de Dimensionamento
☐ Teixeira ☒ Mello ☐ Terzaghi Inserir Dados

Tensão ADM (kPa): 100 100 331,25

Tipo da Sapata: ☒ Flexível ☐ Rígida
 Área Necessária (m²): 9,66

Dimensões
☐ Livre ☒ Econômico (Balanços Iguais)
 Lado A (cm): 319 Lado B (cm): 304

Diagrama: CARGA, TENSÃO ADMISSÍVEL, PILAR, LARGURA, COMPRIMENTO

Botões: Calcular, Fechar

Fonte: Autor (2018).

4.1.1.2 Processamento dos dados

Na próxima etapa foi desenvolvido os algoritmos de cada método de dimensionamento buscando manter o máximo de fidelidade possível com a literatura e aplicação prática, bem como, fazer o tratamento de possíveis erros e dados inseridos pelo usuário de forma inconsistente ou incoerente (Figura 25), por exemplo, um valor negativo para espessura de uma camada de solo ou cota de apoio.

Figura 25: Parte do código do tratamento de algumas possíveis inconsistências e erros.

```
//Verificar se espessuras da camadas tem a mesma quantidade de Nspt
int somaCamadas = 0;
for (int i = 0; i < espessuraCamada.length; i++) { //Soma todas as camadas
    somaCamadas += espessuraCamada[i];
    Spt.setSomaCamadas(somaCamadas);
}
if (listaNspt.size() != somaCamadas || somaCamadas <= 0) { //Verifica se espessura das camadas condizem com o numero de Nspts
    JOptionPane.showMessageDialog(null, "Atenção, verificar espessura e tabela.");
    verificaSPT = 0;
} else {
    if (spt.getCotaApoio() > somaCamadas) { //Cota de apoio não pode ser maior que espessura
        JOptionPane.showMessageDialog(null, "Atenção, cota de apoio é abaixo da profundidade conhecida.");
        verificaSPT = 0;
    } else {
        //Aqui aplica as informações
        JOptionPane.showMessageDialog(null, "Dados aplicados! Pode fechar janela clicando no botão 'Fechar' ao lado");
        spt.setNivelDagua(nivelDagua);
        for (int i = 0; i < espessuraCamada.length; i++) { //Grava os dados das espessuras da tela nas variáveis estáticas
            spt.setEspessuraCamada(i, espessuraCamada[i]);
        }
        spt.setListaNspt(listaNspt);
        verificaSPT = 1; //Variável de controle significa que SPT foi preenchido corretamente
    }
}
```

Fonte: Autor (2018).

Figura 26: Algoritmo do cálculo da resistência de atrito lateral da estaca pelo método de Vorcáro-Velloso.

```
private double calcularLateralVorcáro(String tipoEstaca, double diametro) {
    double resLateral = 0;
    //Pega valor do perímetro U
    double U = Math.PI * (diametro / 100.0);
    //Pegar Nspt médio da lateral da estaca
    double nsptMedio = 0;
    for (int i = 0; i < spt.getCotaApoio() - 2; i++) {
        if ((spt.getListaNspt().get(i) != null) && (i < spt.getCotaApoio() - 2)) {
            nsptMedio += spt.getListaNspt().get(i);
        }
    }
    nsptMedio = nsptMedio / (spt.getCotaApoio() - 2);
    resLateral = U * nsptMedio * (spt.getCotaApoio() - 2);
    return resLateral;
}
```

Fonte: Autor (2018).

Para todos os métodos de dimensionamento de estacas foi analisado que as fórmulas se dividem em duas partes, sendo uma parcela de resistência de ponta e outra de atrito lateral da estaca, por isso foi desenvolvido um algoritmo para cada parcela de cada método (Figura 26), bem como, para a capacidade de carga admissível, todos os métodos usam o mesmo cálculo estabelecido pela NBR 6122 (2010) sobre o fator de segurança, com a exceção do Décourt-Quaresma que além dessa, faz outra verificação conforme já detalhado anteriormente em seu método (Figura 27).

Figura 27: Código da apresentação dos resultados.

```
//Joga resultado na tela
String res = "Não se Aplica.";
DecimalFormat df = new DecimalFormat("#.##");
//Atrito Lateral
if (lateralAoki <= 0) {
    jTableResultado.setValueAt(res, 0, 1);
} else {
    jTableResultado.setValueAt(df.format(lateralAoki).replace(".", ","), 0, 1);
}
if (lateralDecourt <= 0) {
    jTableResultado.setValueAt(res, 1, 1);
} else {
    jTableResultado.setValueAt(df.format(lateralDecourt).replace(".", ","), 1, 1);
}
if (lateralVelloso <= 0) {
    jTableResultado.setValueAt(res, 2, 1);
} else {
    jTableResultado.setValueAt(df.format(lateralVelloso).replace(".", ","), 2, 1);
}
if (lateralTeixeira <= 0) {
    jTableResultado.setValueAt(res, 3, 1);
} else {
    jTableResultado.setValueAt(df.format(lateralTeixeira).replace(".", ","), 3, 1);
}
jTableResultado.setValueAt("-", 4, 1);
jTableResultado.setValueAt(df.format(mediaLateral).replace(".", ","), 5, 1);
//Ponta
if (pontaAoki <= 0) {
    jTableResultado.setValueAt(res, 0, 2);
} else {
    jTableResultado.setValueAt(df.format(pontaAoki).replace(".", ","), 0, 2);
}
}
```

Fonte: Autor (2018).

4.1.1.3 Apresentação das informações

Na última etapa foi necessário somente capturar os resultados obtidos através do processamento dos dados e apresentar essas informações já no mesmo local das informações de entradas, como exemplo da tela de estacas, onde o usuário faz a inserção dos dados necessários e nessa mesma tela é exibido seu resultado, de forma simples em uma tabela para visualiza-lo em forma numérica conforme a Figura 28.

Figura 28: Apresentação dos resultados.

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Cota de apoio: 13 Metros

Tipo da Estaca

- Trado Manual/Mecânico
 - Strauss
 - Hélice Contínua
 - Estacão
 - Barrete
 - Pré-Moldada de Concreto
 - Pré-Moldada Metálica
 - Franki
 - Raiz
 - Microestaca (Injetada sob alta pressão)

Para o método de Aoki-Velloso (1975)

☒ Usar valor padrão de F1 0

☒ Usar valor padrão de F2 0

Para o método de Décourt-Quaresma (1978;1982)

☒ Usar valor padrão de Alfa 0

☒ Usar valor padrão de Beta 0

☐ Desprezar Resistência do Atrito Lateral

☐ Desprezar Resistência de Ponta

Diâmetro: 40 Centímetros

Para estacas metálicas, deve escolher um perfil: ☐ Perfil H ☐ Perfil I

Todos os valores estão na unidade de Toneladas.
O método de Vorcara-Velloso (2000) realiza o cálculo da Carga Total diretamente.

Método de Dimensionamento	Resistência de Atrito Lateral	Resistência de Ponta	Resistência Total	Carga Admissível
Aoki-Velloso (1975)	28,77	117,29	146,06	73,03
Décourt-Quaresma (1982)	23,39	73,72	97,12	36,43
Velloso (1981)	33,8	88,48	122,28	61,14
Teixeira (1996)	39,56	77,19	116,75	58,37
Vorcara-Velloso (2000)	-	-	71,06	35,53
Média	31,38	89,17	96,44	52,9

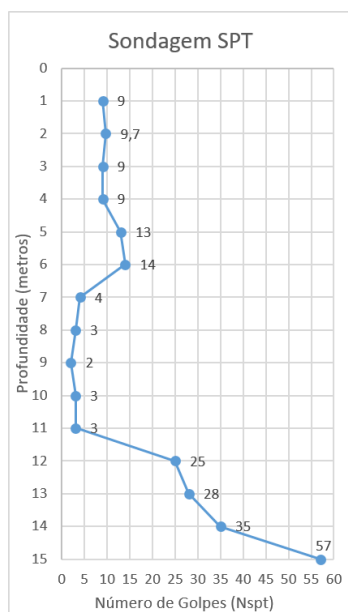
RESULTADOS

Calcular Fechar

Fonte: Autor (2018).

4.1.2 Validação do Software

Para validar o *software* foi feito o dimensionamento de uma estaca, um tubulão e uma sapata com base em um laudo de sondagem SPT (Figura 29), utilizando cada método de dimensionamento desenvolvido nesse trabalho comparando os resultados obtidos pelo *software* e pelos cálculos feitos de maneira tradicional.

Figura 29: Gráfico da sondagem SPT.

Fonte: Autor (2018).

Utilizando essa sondagem foi estabelecido que o apoio da estaca seria a cota de 13 metros de profundidade para um sistema de estaca escavada a trado mecânico, onde se atravessa a camada de solo argiloso com baixa resistência e fica apoiada na camada mais arenosa com N_{SPT} de 28, além disso ficou estabelecido o diâmetro da estaca em 40 centímetros e fator de segurança 2. Com esses dados obteve-se os seguintes resultados demonstrados nas Tabela 12 e 13 para os cálculos efetuados de maneira tradicional e pelo *software* respectivamente.

Tabela 12: Resultado do dimensionamento de estaca feito de maneira tradicional (toneladas).

Método de Dimensionamento	Resistência de Atrito Lateral	Resistência de Ponta	Resistência Total	Carga Total Admissível
Aoki-Velloso (1975)	28,77	117,29	149,06	73,03
Décourt-Quaresma (1978;1982)	23,39	73,72	97,12	36,43
Velloso (1981)	33,80	88,48	122,28	61,14
Teixeira (1996)	39,56	77,19	116,75	58,37
Vorcaro-Velloso (2000)	-	-	71,06	35,53
Média	31,38	89,17	96,44	52,90

Fonte: Autor (2018).

Tabela 13: Resultado do dimensionamento de estaca fornecido pelo *software* (toneladas).

Método de Dimensionamento	Resistência de Atrito Lateral	Resistência de Ponta	Resistência Total	Carga Total Admissível
Aoki-Velloso (1975)	28,77	117,29	149,06	73,03
Décourt-Quaresma (1978;1982)	23,39	73,72	97,12	36,43
Velloso (1981)	33,80	88,48	122,28	61,14
Teixeira (1996)	39,56	77,19	116,75	58,37
Vorcaro-Velloso (2000)	-	-	71,06	35,53
Média	31,38	89,17	96,44	52,90

Fonte: Autor (2018).

É importante lembrar que o método de Vorcaro-Velloso (2000) estima a capacidade de carga total diretamente sem determinar as capacidades de carga de ponta e lateral separadamente.

No sistema de tubulão foi reutilizada a cota de apoio em 13 metros com N_{spt} de 28 conforme a sondagem para estimar a tensão admissível, que gerou os seguintes resultados feitos manualmente e pelo *software*, ambos apresentados na Tabela 14.

Tabela 14: Comparação dos resultados de tensão admissível para tubulão (kPa).

Carga Admissível	Alonso (1983)	Teixeira (1996)
Tradicional	600	400
Software	600	400

Fonte: Autor (2018).

Para o cálculo da área necessária de dimensionamento, foi considerado uma carga de 2000kN, os resultados são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15: Comparação dos resultados da área necessária para o dimensionamento do tubulão (m²).

Área Necessária	Alonso (1983)	Teixeira (1996)
Tradicional	3,33	5
Software	3,33	5

Fonte: Autor (2018).

Para o sistema de sapata foi estabelecida a cota de apoio em 2 metros com o N_{SPT} de 9,7 recebendo uma carga centrada de 2000kN em um pilar com dimensões de 25cm x 40cm. Seu dimensionamento foi feito economicamente pelo método dos balanços iguais em forma retangular e do tipo rígida. A Tabela 16 representa os resultados das tensões admissíveis obtidos de modo manual e gerado pelo *software* e a Tabela 17 mostra a área necessária para o dimensionamento da sapata.

Tabela 16: Comparação dos resultados de tensão admissível para sapata (kPa).

Carga Admissível	Teixeira (1996)	Mello (1975)	Terzaghi
Tradicional	194	323,33	331,25
Software	194	323,33	331,25

Fonte: Autor (2018).

Tabela 17: Comparação dos resultados da área necessária para o dimensionamento da sapata (m²).

Área Necessária	Teixeira (1996)	Mello (1975)	Terzaghi
Tradicional	11,34	6,8	6,64
Software	11,34	6,8	6,64

Fonte: Autor (2018).

Comparando os resultados é possível visualizar a semelhança e igualdade entre os dois modos de dimensionamento e assim conclui-se que o *software* é uma ferramenta precisa, de fácil manejo e ágil, sendo assim, pode ser considerada como apta para auxiliar no dimensionamento de elementos de fundações em ambiente acadêmico.

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após o estudo desenvolvido é possível afirmar que a implantação do programa computacional acadêmico para auxiliar no dimensionamento de elementos de fundações, obteve um controle adequado sobre as informações dos métodos, dados de SPT e materiais envolvidos no processo, fornecendo elementos consistentes entre o método escolhido aplicado no *software* acadêmico e os cálculos de prova realizados manualmente, possibilitando comparativo e segurança na confirmação de decisões quanto ao dimensionamento de sapatas, tubulões e estacas com agilidade e qualidade. Também foi observado que o uso da ferramenta promove mais organização e melhoria no planejamento desses elementos, proporcionando uma gestão mais organizada dos valores envolvidos.

O *software* desenvolvido para uso acadêmico integrou as informações dos diferentes métodos, aprimorando o dimensionamento dos elementos de fundações, possibilitando inclusive seu melhoramento e aplicação em outros segmentos sugeridos para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- ✓ Sugestão a; Dimensionamento estrutural dos elementos de fundações.
- ✓ Sugestão b; Dimensionamento usando métodos diferentes, como os teóricos e empíricos.
- ✓ Sugestão c; Dimensionamento considerando o estado limite de serviço dos elementos de fundações.

REFERÊNCIAS

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

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

ALBIERO, J. H.; CINTRA, J.C.A. **8.2 TUBULÕES E CAIXÕES**. p. 302-327 In: DÊCOURT, L. *et al.* **CAPÍTULO 8 – ANÁLISE E PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**. p. 265-327 In: Editora Pini *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

ALLBIZ. **Equipamentos para execução de Paredes Diafragma e Estacas Barrete**. Disponível em: < <https://br.all.biz/equipamentos-para-execucao-de-paredes-diafragma-e-g90540>>. Acesso em 10 set. 2017.

ALONSO, U.R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

BOOCH, G. *et al.* **UML: Guia do Usuário**. Tradução de Fábio Freitas da Silva, Rio de Janeiro: Campus, 2000.

CARVALHO, K. Tubulões com ar comprimido. In: **Revista Infraestrutura Urbana. Fundações e Contensões**. 41.ed. São Paulo: Pini, *on-line*, 2014. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/41/tubuloes-com-ar-comprimido-319515-1.aspx>>. Acesso em: 10 ago. 2017.

CAMPOS, J.C. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CINTRA J. C. A. *et al.* **Fundações diretas: Projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

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

CLARO D. B.; SOBRAL J. B. M. **PROGRAMAÇÃO EM JAVA**. Copyleft Pearson Education: Florianópolis, 2008.

CYPE INGENIEROS S.A. **Estaca tipo broca escavada com trado manual**. Disponível em: <http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Profundas/Estacas_moldadas_in_loco_/CPI106_Estaca_tipo_broca_escavada_com_trad.html>. Acesso em: 10 set. 2017.

DÊCOURT, L. *et al.* **CAPÍTULO 8 – ANÁLISE E PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**. p. 265-327 In: Editora Pini *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

DEITEL, H. M.; DEITEL, P. J. **Java: como programar**. 4.ed. Porto Alegre: Bookman, 2003.

FALCONI F. F. *et al.* **CAPÍTULO 9 – EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.** p. 329-407 In: Editora Pini *et al.* Fundações: teoria e prática. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

FOÁ ENGENHARIA. **Galeria de fotos:** Rodoanel – Trecho Leste. Disponível em: <<http://foa.com.br/obras/galeria-de-fotos/>>. Acesso em: 10 set. 2017.

FUNDESP – Fundações Especiais Ltda. **Fotos de obras:** Estacas ômega. Disponível em: <http://www.fundes.com.br/2009/interior_fotos.asp?id=42>. Acesso em: 10 set. 2017.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa.** 4.ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GODOY, N. S. **Investigação do subsolo para fundações.** 27p. Notas de Aula. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 1971.

GONÇALVES, E. **Dominando NetBeans.** Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2006.

HEKTOR. **Fundação e estacas Strauss.** Disponível em: <<http://construindomeucanto.blogspot.com.br/2012/07/fundacao-e-estacas-strauss.html>>. Acesso em: 10 set. 2017.

IRON FUNDAÇÕES. **Estacas escavadas com injeções.** Disponível em: <<http://ironfundacoes.com.br/servicos.html#panel2-3>>. Acesso em: 10 set. 2017.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado:** cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007.

LAKATOS, E. M.; MARCONI, M. A. **Fundamentos de metodologia científica.** 5.ed. São Paulo: Atlas 2003.

LEAL, U. **Fundações rasas.** In: **Revista Técnica: Tecnologia.** 83.ed., São Paulo: Pini, 2004. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/83/artigo287301-1.aspx>>. Acesso em: 10 ago. 2017.

MAGALHÃES, C. M. **Estudo comparativo por análise computacional de fundações constituídas por diferentes elementos metálicos em aço.** Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2010.

MAIA, C. M. M. *et al.* **CAPÍTULO 9 – EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.** p. 329-407 In: Editora Pini *et al.* Fundações: teoria e prática. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

NAKAMURA, J. **Profundidade técnica.** In: Editora Pini Construção Mercado: Negócios de incorporação e construção. 2013. Disponível em: <<http://construcomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/artigo299192-1.aspx>>. Acesso em: 10 set. 2017.

NARESI JÚNIOR, L. A. **Geotecnia:** Micro estacas injetadas. Disponível em: <<https://sites.google.com/site/langeotecniaefundacao/contato/53-micro-estacas-injetadas>>. Acesso em 10 set. 2017.

NETBEANS (Org.). **NetBeans Platform Features**. Disponível em: < <https://netbeans.org/features/platform/features.html> >. Acesso em: 23 set. 2017.

OHIO. **Ironton-Russell Bridge Photo Archive**: Construction Photos 2012: 4.10.12 Drilling Pier 1 Upstation Left Caisson. 2012. Disponível em: <<http://www.dot.state.oh.us/districts/D09/Ironton%20Russell%20Groundbreaking%20Ceremony%20Photos/Construction%20Photos%202012/4.10.12%20Drilling%20Pier%201%20Upstation%20Left%20Caisson.JPG>>. Acesso em 10 set. 2017.

PERFURATRIZ E FUNDAÇÕES 2 IRMÃOS. **Obras**. Disponível em: < <http://perfuratrizefundacoes.com.br/obras/>>. Acesso em: 10 set. 2017.

PILARTEC CONSTRUÇÕES. **Estacas escavadas e brocas**. Disponível em: <<http://www.pilartec.com.br/estacas-escavadas-e-brocas/>>. Acesso em: 10 set. 2017.

PRETECH FUNDAÇÕES. **Estação**. Disponível em: < <http://www.pretech.com.br/estacao/>>. Acesso em: 10 set. 2017.

QUARESMA, A. R. *et al.* **CAPÍTULO 3 – INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS**. p. 119-162 In: Editora Pini *et al.* Fundações: teoria e prática. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

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

ROSSI, F. **As etapas e sequência de uma obra que você tem que conhecer**. In: Pedreira: Macetes de Construção. Disponível em: < <https://pedreira.com.br/etapas-e-sequencia-de-uma-obra-passo-a-passo-3/>>. Acesso em 10 set. 2017.

SILVA FUNDAÇÕES. **Estacas metálicas**. Disponível em: < <http://silvafundacoes.com.br/servico/5-estacas-metalicassilva-fundacoes-servicos-de-estaqueamento-e-fundacoes-em-palhoca-sc>>. Acesso em: 10 set. 2017.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **CAPÍTULO 7 – ANÁLISE, PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES RASAS**. p. 227-264 In: Editora Pini *et al.* Fundações: teoria e prática. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **CAPÍTULO 6 – CONCEPÇÃO DE OBRAS DE FUNDAÇÕES**. p. 211-226 In: Editora Pini *et al.* Fundações: teoria e prática. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

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

WOLLE, C. M.; HACHICH, V. F. **CAPÍTULO 19 – REQUISITOS DA QUALIDADE DAS FUNDAÇÕES**. p. 693-721 In: Editora Pini *et al.* Fundações: teoria e prática. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

**APÊNDICE A – MANUAL DO *SOFTWARE* ACADÊMICO PARA DIMENSIONAMENTO
DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES.**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

FERNANDO LUÍS POLETTO

**DESENVOLVIMENTO DE UM *SOFTWARE* ACADÊMICO PARA AUXILIAR NO
DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES**

**CASCABEL - PR
2018**

INTRODUÇÃO

Esse *software* foi desenvolvido com a finalidade de auxiliar no dimensionamento dos elementos de fundações: estacas, tubulões e sapatas. É um sistema produzido exclusivamente para fins acadêmicos e não deve substituir nenhuma ferramenta, assim como não deve ser usado como fonte para tomada de decisões de projetos. É uma ferramenta que serve para complementar os estudos do acadêmico em Engenharia Civil.

Toda a bibliografia consultada para desenvolver esse sistema está disponível no botão “Referências Bibliográficas”, e as informações sobre o autor e o professor orientador estão no botão “Sobre”, ambos na tela principal.

EXECUÇÃO E UTILIZAÇÃO

Passo 1:

Para rodar o *software* no sistema operacional *Windows* é necessário fazer *download* do arquivo e executá-lo normalmente. O arquivo está disponível no link:

https://mega.nz/#!/bMNI2KqT!Pbu1I4q9_wOvDXNwC5sVEMcEiXNhIRaX6U6va5xlGHw

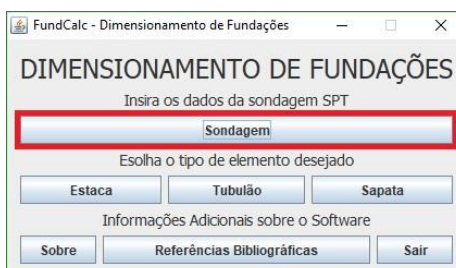
Observação: Seu computador já deve ter *Java* instalado.

Passo 2:

Clique com o botão esquerdo do *mouse* no ícone do programa para iniciar. Aguarde o carregamento.

Passo 3:

A tela inicial exibe as opções principais. Para iniciar o dimensionamento insira os dados SPT pelo botão “Sondagem”. Caso inicie escolhendo a fundação, o *software* exibirá um aviso informando que é necessário primeiro entrar com os dados da sondagem SPT.



Passo 4:

Com a tela de SPT aberta, insira os dados do laudo da sondagem nos campos existentes, como o nível d'água, a espessura e o tipo das camadas de solo correspondentes, e o número de golpes necessários para cravar o amostrador padrão nos últimos 30 cm de metro a metro em uma tabela de duas colunas com a profundidade indicada na primeira coluna e o Nspt na segunda coluna.

FundCalc - SPT

Sondagem SPT

Cota do nível d'água: 14 metros

Camadas	Tipo de Solo	Espessura (metros)	Profundidade	Golpes N
1:	Areia	6	1	9
2:	Argila siltosa	5	2	9.7
3:	Areia	4	3	9
4:	Argila siltosa	0	4	9
5:	Argila siltosa	0	5	13
6:	Argila siltosa	0	6	14
7:	Argila siltosa	0	7	4
8:	Argila siltosa	0	8	3
9:	Argila siltosa	0	9	2
10:	Argila siltosa	0	10	3
			11	3
			12	25
			13	28
			14	35
			15	57
			16	
			17	
			18	
			19	
			20	
			21	

Aplicar **Fechar**

Passo 5:

Com as informações da sondagem inseridas, deve-se clicar em “Aplicar” para o *software* ler as informações para usar posteriormente. Em seguida, clique em “Fechar” e será direcionado de volta a tela inicial, onde pode optar pelo tipo de fundação (estaca, tubulão ou sapata).

FundCalc - SPT

Sondagem SPT

Cota do nível d'água: 14 metros

Camadas	Tipo de Solo	Espessura (metros)	Profundidade	Golpes N
1:	Areia	6	1	9
2:	Argila siltosa	5	2	9.7
3:	Areia	4	3	9
4:	Argila siltosa	0	4	9
5:	Argila siltosa	0	5	13
6:	Argila siltosa	0	6	14
7:	Argila siltosa	0	7	4
8:	Argila siltosa	0	8	3
9:	Argila siltosa	0	9	2
10:	Argila siltosa	0	10	3
			11	3
			12	25
			13	28
			14	35
			15	57
			16	
			17	
			18	
			19	
			20	
			21	

Aplicar **Fechar**

Mensagem

Dados aplicados! Pode fechar janela clicando no botão 'Fechar' ao lado

OK

PARA DIMENSIONAR ESTACA

Passo 1:

Após clicar no botão “Estaca” na tela principal, uma janela será aberta para o dimensionamento de capacidade de carga de estacas. Nela, deve-se inserir a cota de apoio da estaca, selecionar um tipo de estaca pré-definido em uma lista e escolher um diâmetro ou seção para essa estaca.

Esse dado varia de acordo com o tipo de estaca selecionada sendo utilizado suas dimensões comerciais. Também há a opção de desprezar a resistência de ponta ou atrito lateral da estaca, marcando em um campo de seleção a escolha desejada.

FundCalc - Estaca

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Cota de apoio: 13 Metros

Tipo da Estaca: Trado Manual/Mecânico

Para o método de Aoki-Velloso (1975):

- ☒ Usar valor padrão de F1 0
- ☒ Usar valor padrão de F2 0

Para o método de Décourt-Quaresma (1978/1982):

- ☒ Usar valor padrão de Alfa 0
- ☒ Usar valor padrão de Beta 0

☐ Desprezar Resistência do Atrito Lateral

☐ Desprezar Resistência de Ponta

Diâmetro: 30 Centímetros

Para estacas metálicas, deve escolher um perfil: ☐ Perfil H ☐ Perfil I

Todos os valores estão na unidade de Toneladas.
O método de Vorcario-Velloso (2000) realiza o cálculo da Carga Total diretamente.

Método de Dimensionamento	Resistência de Atrito Lateral	Resistência de Ponta	Resistência Total	Carga Admissível
Aoki-Velloso (1975)	25,9	79,17	105,06	52,53
Décourt-Quaresma (1982)	35,09	82,94	118,03	47,73
Velloso (1981)	50,71	104,82	155,52	77,76
Teixeira (1996)	37,09	54,68	91,76	45,88
Vorcario-Velloso (2000)	-	-	76,42	38,21
Média	37,19	80,4	94,08	52,42

Calcular Fechar

Passo 2:

Para os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, os valores de F1, F2, alfa e beta podem ser considerados na prática um pouco conservadores, sendo assim, foi disponibilizado para o usuário (caso julgue necessário), inserir seu próprio valor para essas variáveis, para tanto, é necessário desmarcar a opção de usar os valores padrões, com isso, um campo de texto será liberado ao lado para inserir seu valor.

FundCalc - Estaca

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Cota de apoio: 13 Metros

Tipo da Estaca: Trado Manual/Mecânico

Para o método de Aoki-Velloso (1975):

- ☐ Usar valor padrão de F1 2
- ☒ Usar valor padrão de F2 0

Para o método de Décourt-Quaresma (1978/1982):

- ☐ Usar valor padrão de Alfa 1.5
- ☒ Usar valor padrão de Beta 0

☐ Desprezar Resistência do Atrito Lateral

☐ Desprezar Resistência de Ponta

Diâmetro: 30 Centímetros

Para estacas metálicas, deve escolher um perfil: ☐ Perfil H ☐ Perfil I

Todos os valores estão na unidade de Toneladas.
O método de Vorcario-Velloso (2000) realiza o cálculo da Carga Total diretamente.

Método de Dimensionamento	Resistência de Atrito Lateral	Resistência de Ponta	Resistência Total	Carga Admissível
Aoki-Velloso (1975)	25,9	98,96	124,86	62,43
Décourt-Quaresma (1982)	35,09	124,41	159,5	58,1
Velloso (1981)	50,71	104,82	155,52	77,76
Teixeira (1996)	37,09	54,68	91,76	45,88
Vorcario-Velloso (2000)	-	-	76,42	38,21
Média	37,19	95,72	106,33	56,48

Calcular Fechar

Passo 3:

Logo após inserir e selecionar todos os dados necessários, é preciso clicar no botão “Calcular” para o resultado ser mostrado na tabela. Nela, são exibidos os valores

correspondentes a cada método de dimensionamento, divididos em resistência de ponta, resistência de atrito lateral, resistência total e carga admissível, igualmente, é feita uma média de todos esses valores em unidade de toneladas força.

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Cota de apoio: 13 Metros

Tipo da Estaca: Franki

Para o método de Aoki-Velloso (1975):
☒ Usar valor padrão de F1 0
☒ Usar valor padrão de F2 0

Para o método de Décourt-Quaresma (1978;1982):
☒ Usar valor padrão de Alfa 0
☒ Usar valor padrão de Beta 0

☐ Desprezar Resistência de Atrito Lateral
☐ Desprezar Resistência de Ponta

Diâmetro: 30 Centímetros

Para estacas metálicas, deve escolher um perfil: ☒ Perfil H ☐ Perfil I

Todos os valores estão na unidade de Toneladas.
 O método de Vercaro-Velloso (2000) realiza o cálculo da Carga Total diretamente.

Método de Dimensionamento	Resistência de Atrito Lateral	Resistência de Ponta	Resistência Total	Carga Admissível
Aoki-Velloso (1975)	25,9	79,17	105,06	52,53
Décourt-Quaresma (1982)	35,09	82,94	118,03	47,73
Velloso (1981)	50,71	104,82	155,52	77,76
Teixeira (1995)	37,09	54,68	91,76	45,88
Vercaro-Velloso (2000)	-	-	76,42	38,21
Média	37,19	80,4	94,08	52,42

Calcular Fechar

PARA DIMENSIONAR TUBULÃO

Passo 1:

Na tela de dimensionamento de tubulão é preciso inserir a carga que será recebida pelo elemento na unidade de kN, inserir a cota de apoio e o fck do concreto em mPa, e escolher um valor para o Nspt.

O programa fornece a opção de usar o valor da cota de apoio, uma média dos valores abaixo da cota de apoio que são menores que o da própria cota de apoio, ou então, pode inserir um valor independente.

TUBULÃO

Carga aplicada no tubulão (kN): 3000 Fck do concreto (mPa): 20

Cota de Apoio (m): 13

☒ Cota de Apoio
☐ Média
☐ Usar Nspt específico

Nspt utilizado: 28,00

Método de Dimensionamento:
☒ Alonso ☐ Teixeira

Tensão ADM (kPa): 600,00 / 400,00

Área Necessária (m²): 5,00

Dimensões:
 Diâmetro do fuste (cm): 70
 Ângulo da base α (padrão 60°): 60
 Altura da base h (m): 1,58
 Comprimento da base L (cm) 0 = Circular: 0
 Largura ou Diâmetro da base (cm): 252

Diagrama: Fuste, Base, Tensão Admissível

Calcular Fechar

Passo 2:

Em seguida, pode-se escolher o método para obtenção da tensão admissível do solo e a área necessária já será exibida em seu campo após o clique em uma das opções.

Passo 3:

Com esses dados coletados é possível escolher as dimensões do elemento. O usuário pode alterar o diâmetro do fuste, ângulo da base e o comprimento da base do tubulão através de botões de controle, sendo que as suas medidas se atualizam automaticamente cada vez em que esses botões se movem, respeitando as dimensões máximas e mínimas estabelecidas por norma e fazendo as verificações necessárias, como a tensão de tração na base, comprimento máximo de até 3x o raio da base, diâmetro mínimo do fuste e a altura máxima da base.

PARA DIMENSIONAR SAPATA

Passo 1:

Após clicar no botão “Sapata” e abrir a sua tela de dimensionamento, o processo é semelhante ao do elemento de tubulão, com algumas modificações.

É necessário inserir as dimensões do pilar que está transferindo a carga, como seu comprimento e largura em centímetros. Após escolher o método de obtenção da tensão admissível, é preciso selecionar um tipo de sapata, sendo ela flexível ou rígida.

Passo 2:

Para o método de Terzaghi é aberta uma nova janela para inserir os dados: forma da sapata, coesão do solo na cota de apoio, ângulo de atrito entre os grãos, peso específico do solo na cota de apoio e tensão efetiva no solo na cota de apoio.

A seguir, é necessário aplicar os dados e logo após, poderá fechar a janela que o valor da tensão admissível aparecerá ao lado dos outros métodos.

Passo 3:

Com a área necessária calculada, as medidas podem ser feitas de duas formas, econômica pelo método dos balanços iguais ou livre.

No dimensionamento livre o usuário define os lados da sapata através de botões de controle onde pode aumentar ou diminuir suas medidas respeitando a área necessária, e pelo modo econômico o *software* bloqueia os botões de controle, faz o cálculo e exibe as medidas nos campos de texto correspondentes aos lados da sapata.

FundCalc - Sapata

SAPATA

Carga aplicada na sapata (kN): 3000 Lado A do Pilar (cm): 50
 Cota de Apoio (m): 2 Lado B do Pilar (cm): 25

☐ Cota de Apoio
☒ Média
☐ Usar Nspt específico
 4,71

Método de Dimensionamento
☐ Teixeira ☐ Mello ☒ Terzaghi **Inserir Dados**

Tensão ADM (kPa): 100 117,03 747,15

Tipo da Sapata: ☒ Flexível ☐ Rígida
 Área Necessária (m²): 4,22

Dimensões
☐ Livre ☒ Econômico (Balanços Iguais)
 Lado A (cm): 219
 Lado B (cm): 194

CARGA

TENSÃO ADMISSÍVEL

PILAR

COMPRIMENTO

LARGURA

Calcular **Fechar**