

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

MATEUS MALAGOLI GARBELLOTTTO

**DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA ESCOLHA E
PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA, ESTACA
ESCAVADA E TUBULÃO**

PATO BRANCO

2023

MATEUS MALAGOLI GARBELLOTTO

**DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA ESCOLHA E
PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA, ESTACA
ESCAVADA E TUBULÃO**

**Development of a computer program for choosing and pre-dimensioning
foundations of the spread footing, drilled pile and caisson types**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
apresentado como requisito para obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil do
Curso de Bacharelado em Engenharia Civil da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof.^a Dr.^a Flávia Gonçalves
Pissinati Pelaquim

PATO BRANCO

2023



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

MATEUS MALAGOLI GARBELLOTO

**DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA ESCOLHA E
PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA, ESTACA
ESCAVADA E TUBULÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
apresentado como requisito para obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil do
Curso de Bacharelado em Engenharia Civil da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Data de aprovação: 10/abril/2023

Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim
Doutorado em Engenharia Civil - UEL
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Tobias Jun Shimosaka
Mestrado em Materiais e Componentes da Construção - UTFPR
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Volmir Sabbi
Doutorado em Educação - UEM
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

PATO BRANCO

2023

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus pais, Carlos e Monica, e minhas irmãs, Carolina e Gabriela, pois sem a ajuda e apoio deles durante todos os anos de minha formação, nada disso seria possível.

A minha namorada Mariana que sempre me incentivou a correr atrás dos meus sonhos, me apoiando e me ajudando sempre que precisei.

A minha orientadora, Prof^a. Dr^a. Flávia Gonçalves Pelaquim, por todo o auxílio durante o desenvolvimento desse trabalho, sendo fundamental para a conclusão do mesmo.

Ao meu primo Vinicius, que me recebeu em Pato Branco durante meus primeiros anos de faculdade, me ensinando e ajudando em todas as dificuldades.

Aos meus amigos de infância e amigos que tive a oportunidade de conhecer durante minha graduação, que me auxiliaram durante todos os anos de curso, e que hoje levo para a vida.

E por fim, agradeço a todas aquelas pessoas que, por menor que tenha sido a participação nesse trabalho, tenham me auxiliado e me incentivado a chegar onde cheguei e finalizar o curso de Engenharia Civil.

RESUMO

Entender o comportamento de uma fundação no solo e realizar um dimensionamento correto da estrutura é essencial para a qualidade e segurança da mesma. A possibilidade de um programa de fácil acesso para realização de uma análise de sondagem e pré-dimensionamento de fundações tem o objetivo de facilitar o entendimento do comportamento das fundações e auxiliar no processo de encontrar a solução mais adequada ao problema enfrentado. Neste trabalho foram abordados métodos semiempíricos, para dimensionamento de fundações, consagrados como de Aoki-Velloso e Cintra-Aoki, e as referências de mecânica dos solos, apresentada por Carlos Sousa de Pinto para determinação dos acréscimos de tensão no solo. Inserindo no programa informações básicas como dados de sondagem SPT e os dados dos pilares a serem dimensionados, é possível obter automaticamente um relatório em pdf com dados do pré-dimensionando para sapatas, estacas escavadas ou tubulões e gráficos dos acréscimos de tensão no solo. O objetivo principal deste estudo é contribuir e facilitar com o entendimento do comportamento das fundações, visando ajudar acadêmicos e engenheiros a encontrar as melhores soluções geotécnicas para cada situação.

Palavras-chave: fundações; programa computacional; sapatas; estacas escavadas; tubulão.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sapatas (a) de altura constante e (b) de altura variável	13
Figura 2 – Tipos de tubulões quanto ao uso de revestimento: (a) sem revestimento; (b) com revestimento de concreto; (c) com revestimento metálico	13
Figura 3 – Esquema de execução de estaca escavada mecanicamente	14
Figura 4 – Esquema executivo de estaca Hélice Contínua	15
Figura 5 – (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamento e (e) colapso estrutural, resultante de projetos deficientes	16
Figura 6 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical	17
Figura 7 – Sistema sapata-solo	18
Figura 8 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada . .	20
Figura 9 – Fator de influência I_p	21
Figura 10 – Fator de influência μ_0 e μ_1	23
Figura 11 – Fator α de correlação	24
Figura 12 – Coeficiente K de correlação	24
Figura 13 – Sistema tubulão-solo	25
Figura 14 – Valores de k e α	26
Figura 15 – Valores de F1 e F2	26
Figura 16 – Fator de redução α para estaca escavada	27
Figura 17 – Coeficiente característico do solo	27
Figura 18 – Estaca submetida à carga de ruptura vertical	29
Figura 19 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	31
Figura 20 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	31
Figura 21 – Valores do parâmetro α	32
Figura 22 – Valores do parâmetro β	32
Figura 23 – Carga de catálogo tradicional e Carga estrutural admissível da estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal	33
Figura 24 – Padronização de Geometria de Blocos de Coroamento para até 4 estacas	34
Figura 25 – Parcelas de recalque em estacas	34
Figura 26 – Propagação de tensões devido a reação de ponta	35
Figura 27 – Propagação de tensões devido a reação de lateral	36

Figura 28 – Distribuição de tensões com a profundidade	37
Figura 29 – Tensões num ponto no interior da massa	38
Figura 30 – Tensões na vertical abaixo do ponto da carga	38
Figura 31 – Ábaco para determinação de fator de influência (solução de Newmark)	39
Figura 32 – Tipos de Solo utilizados no programa	42
Figura 33 – Fórmula "SE" para análise de sondagem	43
Figura 34 – Botões disponíveis na planilha de SPT	44
Figura 35 – Diâmetros de cada tipo de estaca e respectivas cargas de catálogo . .	44
Figura 36 – Aviso de limite de profundidade	45
Figura 37 – Valores de N_{lim} para cada tipo de estaca	45
Figura 38 – Tabela para obtenção do I	48
Figura 39 – Exemplo de gráfico de acréscimos de tensões gerado para estacas . .	48
Figura 40 – Exemplo de gráfico de acréscimos de tensões gerado para sapatas . .	49
Figura 41 – Exemplo de gráfico de acréscimos de tensões gerado para tubulão . .	49
Figura 42 – Tabela de carga de pilares de residência térrea	52
Figura 43 – Locação do pilar P28	52
Figura 44 – Locação do pilar P25	53
Figura 45 – Tabela de cargas dos pilares de edifício de seis pavimentos	54
Figura 46 – Locação do pilar P11	54
Figura 47 – Locação do pilar P14	55
Figura 48 – Classificação do solo e N.A.	56
Figura 49 – Valores de N_{spt} da sondagem 1	56
Figura 50 – Valores de N_{spt} e classificação das camadas da sondagem 2	57
Figura 51 – Inserção de dados da sondagem 1	58
Figura 52 – Resultado da análise de sondagem 1 pelo programa	59
Figura 53 – Inserção dos dados do pilar P28 para dimensionamento de sapata . . .	59
Figura 54 – Inserção dos dados do pilar P25 para dimensionamento de sapata . . .	60
Figura 55 – Dimensionamento de sapata para P28	60
Figura 56 – Dimensionamento de sapata para P25	60
Figura 57 – Dados inseridos para P28 no dimensionamento de estacas	61
Figura 58 – Solução em estacas para o pilar P28	61

Figura 59 – Acréscimos de tensões no solo para centro de gravidade de sapata dimensionada para pilar P28	62
Figura 60 – Acréscimos de tensões no solo para centro de gravidade de sapata dimensionada para pilar P25	62
Figura 61 – Inserção de dados da sondagem 2	63
Figura 62 – Resultado da análise de sondagem 2 pelo programa	63
Figura 63 – Dimensionamento de sapata para P28	64
Figura 64 – Dimensionamento de sapata para P25	64
Figura 65 – Dimensionamento de estaca para P28	65
Figura 66 – Dimensionamento de estaca para P25	65
Figura 67 – Acréscimos de tensões no solo para estacas do pilar P28	66
Figura 68 – Acréscimos de tensões no solo estacas do pilar P25	66
Figura 69 – Inserção dos dados do pilar P11 para dimensionamento de tubulão	67
Figura 70 – Inserção dos dados do pilar 14 para dimensionamento de tubulão	67
Figura 71 – Dimensionamento de tubulão para pilar P11	68
Figura 72 – Dimensionamento de Tubulão para pilar P14	68
Figura 73 – Inserção dos dados do pilar P11 para dimensionamento de estacas	68
Figura 74 – Inserção dos dados do pilar 14 para dimensionamento de estacas	69
Figura 75 – Dimensionamento de estacas para pilar P11	69
Figura 76 – Dimensionamento de estacas para pilar P14	69
Figura 77 – Acréscimos de tensões no solo para tubulão do pilar P11	70
Figura 78 – Acréscimos de tensões no solo para tubulão do pilar P14	70
Figura 79 – Inserção dos dados do pilar P11 para dimensionamento de estacas	71
Figura 80 – Inserção dos dados do pilar 14 para dimensionamento de estacas	71
Figura 81 – Dimensionamento de estacas para pilar P11	71
Figura 82 – Dimensionamento de estacas para pilar P14	71
Figura 83 – Inserção dos dados do pilar P11 para dimensionamento de sapatas	72
Figura 84 – Inserção dos dados do pilar 14 para dimensionamento de sapatas	72
Figura 85 – Dimensionamento de sapata para pilar P11	72
Figura 86 – Dimensionamento de sapata para pilar P14	73
Figura 87 – Acréscimos de tensões no solo para sapata do pilar P11	73
Figura 88 – Acréscimos de tensões no solo para sapata do pilar P14	74

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Objetivos	10
1.1.1	Objetivo Geral	10
1.1.2	Objetivos Específicos	10
1.2	Justificativa	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1	Definições	12
2.2	Tipos de Fundações	12
2.2.1	Sapatas	12
2.2.2	Tubulões	13
2.2.3	Estacas Escavadas	14
2.2.4	Hélice Contínua	15
2.3	Métodos de Dimensionamento	15
2.3.1	Sapatas Isoladas	16
2.3.1.1	Capacidade de Carga	16
2.3.1.2	Tensão Admissível	17
2.3.1.3	Dimensionamento Geométrico	19
2.3.1.4	Deformações Excessivas	20
2.3.1.4.1	<i>Cálculo do recalque imediato segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011)</i>	21
2.3.1.4.2	<i>Recalques admissíveis</i>	24
2.3.2	Tubulões	25
2.3.2.1	Capacidade de Carga	25
2.3.2.2	Tensão Admissível	27
2.3.2.3	Dimensionamento Geométrico	28
2.3.2.4	Deformações Excessivas	28
2.3.3	Estacas Escavadas	28
2.3.3.1	Capacidade de Carga	28
2.3.3.2	Carga Admissível	32
2.3.3.3	Quantidade de Estacas e Geometria do Bloco de Coroamento	33
2.3.3.4	Deformações Excessivas	34

2.4	Acréscimos de Tensões no Solo	36
2.4.1	Solução de Boussinesq	37
2.4.2	Carregamentos em áreas retangulares	38
2.4.3	Carregamentos circulares	39
2.5	CrITÉrios para Escolha das Fundações	40
3	METODOLOGIA	42
3.1	Planilha: SPT	42
3.2	Planilha: Dimensionamento de Estacas	44
3.3	Planilha: Dimensionamento de Sapatas	46
3.4	Planilha: Dimensionamento de Tubulão	46
3.5	Planilhas: Acréscimos de tensão no solo	47
3.6	Geração de Relatório em PDF	49
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	51
4.1	Apresentação dos projetos	51
4.1.1	Projeto de residência térrea	51
4.1.2	Projeto de edifício de seis pavimentos	53
4.2	Apresentação dos perfis de solo	55
4.2.1	Perfil de solo Nº 1	55
4.2.2	Perfil de solo Nº 2	56
4.3	Dimensionamento das fundações pela planilha	57
4.3.1	Projeto de residência térrea	58
4.3.1.1	Perfil de solo Nº 1	58
4.3.1.2	Perfil de solo Nº 2	62
4.3.2	Projeto de edifício de 6 pavimentos	66
4.3.2.1	Perfil de solo Nº 1	66
4.3.2.2	Perfil de solo Nº 2	70
5	CONCLUSÕES	75
	REFERÊNCIAS	76
	ANEXO A PLANILHA: AVISOS GERAIS	79
	ANEXO B PLANILHA: SPT	81
	ANEXO C PLANILHA: DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS	83

ANEXO D	PLANILHA: DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS	85
ANEXO E	PLANILHA: DIMENSIONAMENTO DE TUBULÃO	87
ANEXO F	PLANILHA: RELATÓRIO FINAL PARA SOLUÇÃO EM ESTACAS	89
ANEXO G	PLANILHA: RELATÓRIO FINAL PARA SOLUÇÃO EM SAPATAS	91
ANEXO H	PLANILHA: RELATÓRIO FINAL PARA SOLUÇÃO EM TUBULÃO	93
ANEXO I	PERFIL DE SONDAÇÃO SPT - 1	95
ANEXO J	PERFIL DE SONDAÇÃO SPT - 2	97
ANEXO K	PLANTA DE CARGA DE PILARES DE RESIDÊNCIA TÉRREA	99
ANEXO L	PLANTA DE CARGA DE PILARES DE EDIFÍCIO DE 6 PAVIMENTOS	101

1 INTRODUÇÃO

A palavra fundações tem origem do latim e tem como significado a ação ou efeito de fundar, estabelecer uma base (DICIO, 2022). Azeredo (1997) complementa que para a engenharia civil as fundações são elementos estruturais que tem finalidade de transmitir as cargas de uma construção para o solo e são divididos em dois grandes grupos: fundações rasas ou diretas e fundações profundas.

Como existem vários tipos de fundações, o engenheiro responsável pela fundação tem grande responsabilidade, e precisa ter noção para analisar todas as variantes da construção, estudar as características do solo onde a fundação será executada e deverá sempre se atentar ao custo. Se caso houver algum tipo de fundação utilizado por engano, poderá resultar em acidentes, patologias futuras e desperdício de dinheiro (BARROS; TORRES, 2017).

Uma fundação, quando bem projetada, corresponde de 3% a 10% do custo total de um edifício, porém, se forem concebidas de forma equivocada, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso (BRITO, 1987).

Tendo isso em mente, com o objetivo de buscar uma escolha mais assertiva para a solução de fundação a ser adotada, esse trabalho se propõe a desenvolver uma planilha interativa focada nas fundações do tipo sapata, tubulão e estaca escavada, por serem soluções e muito utilizadas no mercado da construção civil. Tal ferramenta pode auxiliar o usuário a definir mais precisamente o melhor tipo de fundação para o caso, por meio de uma análise dos dados de solo, um pré-dimensionamento das fundações e a apresentação gráfica dos acréscimos de tensões atuantes no solo para o melhor entendimento do comportamento das fundações.

Para atingir o objetivo proposto, esse trabalho será composto por objetivos, justificativa, revisão bibliográfica, metodologia, resultados, análises e considerações finais.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Desenvolver um programa computacional que auxilie o usuário a definir o tipo mais apropriado de fundação, entre estacas escavadas, tubulões e sapatas, para um determinado tipo de solo a partir de dados inseridos de sondagem, e realização de pré-dimensionamento das fundações com uma análise gráfica dos acréscimos de tensões no solo.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Definir os parâmetros mais relevantes na hora de escolher o tipo de fundação mais apropriado para determinado tipo de solo;

- Definir os métodos de dimensionamento mais apropriados para soluções de fundações em sapata, tubulão e/ou estaca escavada;
- Apresentar graficamente os acréscimos de tensões no solo de acordo com os diferentes carregamentos aplicados e dados fornecidos pelo usuário;
- Elaborar uma planilha interativa que, a partir de dados inseridos, apresentem ao usuário o melhor tipo de fundação, um pré-dimensionamento geométrico e geotécnico das fundações e uma representação gráfica dos acréscimos de tensões no solo.

1.2 Justificativa

Engenharia de Fundações requer conhecimentos de Geotecnia e Cálculo Estrutural. Na Geotecnia, o profissional deve lidar com um tipo de material natural, que não se pode ter muito controle sobre ele e deve-se aceitá-lo como ele se apresenta. Já no Cálculo Estrutural, o engenheiro de fundações deve ter conhecimento para dimensionar estruturalmente os elementos e fundações e avaliar o comportamento da estrutura diante de inevitáveis deslocamentos das fundações (VELLOSO; LOPES, 2011).

Com avanços tecnológicos no setor da construção civil, passou-se a existir diversos tipos de fundações para um mesmo tipo de solução estrutural, e busca-se sempre aquela que é mais adequada tecnicamente e economicamente a ser executada (COSTA, 2017).

Portanto, a elaboração de um programa computacional que auxilie na determinação da solução mais adequada de fundação para parâmetros de solo e de projeto indicados pelo usuário, além da realização de um pré-dimensionamento e a possibilidade de visualização do comportamento dos acréscimos de tensões no solo, pode ser importante na hora de projetar as fundações, visto que podem agilizar um processo de determinação da solução, economizando tempo e consequentemente dinheiro.

Para desenvolver esse estudo, foi necessário revisar as normas vigentes que determinam os parâmetros principais na hora da escolha do tipo de fundação, revisar literaturas para determinar os métodos de dimensionamento para sapatas, tubulões e estacas escavadas e analisar os acréscimos de tensões no solo para cada uma dessas soluções de fundações. Com isso, elaborar uma planilha interativa, levando em consideração que os dados e informações necessárias para o estudo encontram-se disponíveis, garantindo a viabilidade do mesmo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Definições

As fundações são elementos estruturais com finalidade de transmitir ao terreno as cargas de uma estrutura (AZEREDO, 1997).

Um dos cuidados iniciais que se deve ter ao projetar fundações é empregar corretamente a terminologia. As fundações convencionais são divididas em dois grupos: fundações superficiais (ou “diretas” ou rasas) e fundações profundas (VELLOSO; LOPES, 2011).

A ABNT NBR 6122 (2019) - Projeto e Execução de Fundações, define como fundação superficial aquela cuja base está assentada a uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação e define como fundação profunda aquela que transmite sua carga ao terreno pela base e/ou pela superfície lateral sendo sua ponta apoiada em uma profundidade oito vezes maior que a sua menor dimensão, ou no mínimo três metros.

Cada grupo possui vários tipos de fundações, sendo os mais comuns sapatas nas fundações superficiais, e tubulões e estacas para as fundações profundas.

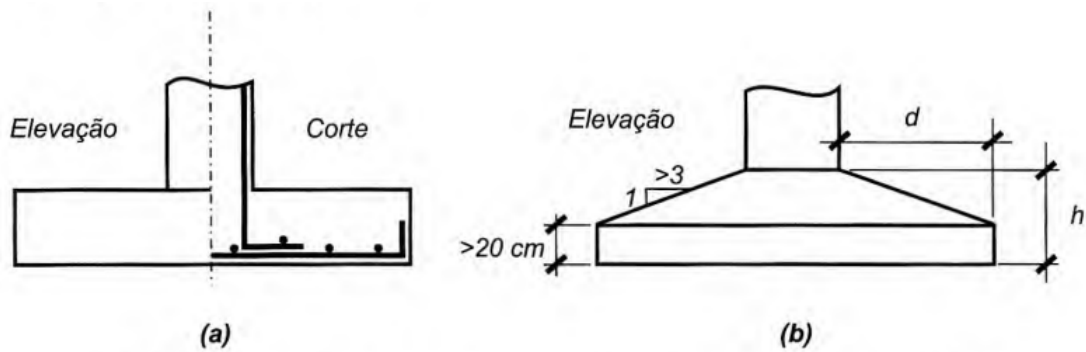
2.2 Tipos de Fundações

2.2.1 Sapatas

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2019), a sapata é um elemento de fundação superficial cuja base é assentada em até três metros de profundidade, de concreto armado, cujo o dimensionamento é realizado de modo que as tensões de tração resultantes no mesmo seja resistida pela armadura disposta exclusivamente para este fim. A norma também preconiza que as sapatas não podem ter dimensões inferiores a 60 centímetros.

As sapatas de fundação podem ter altura constante ou variável, a adoção da altura variável pode proporcionar uma economia de concreto em sapatas de maiores dimensões (VELLOSO; LOPES, 2011) (Figura 1).

Figura 1 – Sapatas (a) de altura constante e (b) de altura variável



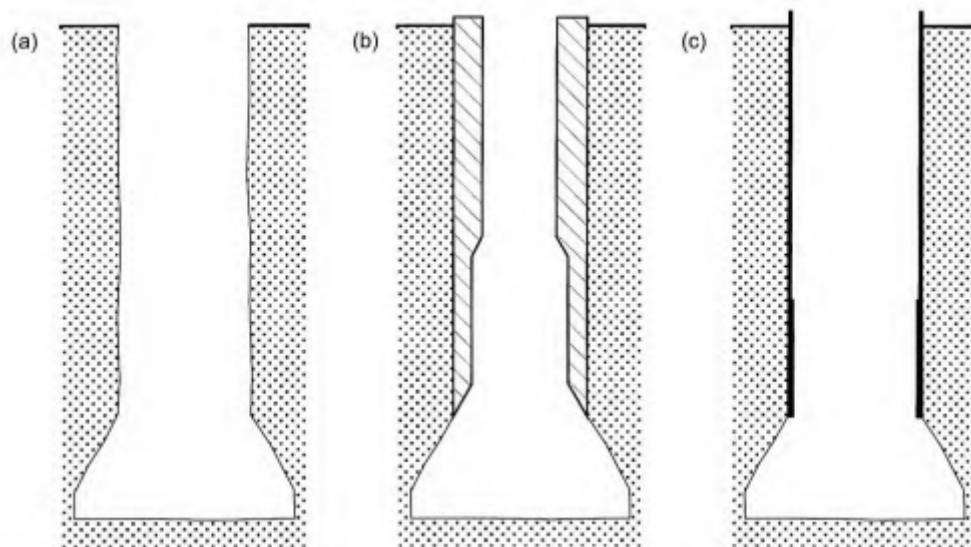
Fonte: Velloso e Lopes (2011)

2.2.2 Tubulões

Trata-se de um elemento de fundação profunda, onde sua escavação pode ser realizada de forma manual ou mecanizada, sendo que, ao menos em sua parte final, ocorre a descida de trabalhadores para a alargamento e limpeza da base de apoio. Neste tipo de fundação as cargas são transmitidas principalmente pela sua base (ABNT NBR 6122, 2019).

Para a execução do tubulão, pode ser ou não necessária a utilização de camisa de revestimento, portanto, separam-se os tubulões em com revestimento e sem revestimento (VELLOSO; LOPES, 2011) (Figura 2). Mesmo existindo tubulões sem a utilização de revestimento, é importante apontar que a norma NR 18 (2020) não permite a realização de escavações em profundidade sem realização de escoramentos.

Figura 2 – Tipos de tubulões quanto ao uso de revestimento: (a) sem revestimento; (b) com revestimento de concreto; (c) com revestimento metálico



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Velloso e Lopes (2011) indicam também que a fim de manter a água fora do tubo, pode ser utilizado a esvação com auxílio de ar comprimido, porém, essa prática foi proibida no Brasil após a aprovação da PORTARIA N° 3.733, que altera as resoluções previstas na Norma Regulamentadora N° 18, deixando apenas permitidas as execuções de tubulões a céu aberto.

Esse tipo de fundação pode ser empregado em solos superiores ao lençol freático, ou abaixo dele, em situações onde o solo esteja estável e seja possível controlar o nível de água em seu interior (ABNT NBR 6122, 2019).

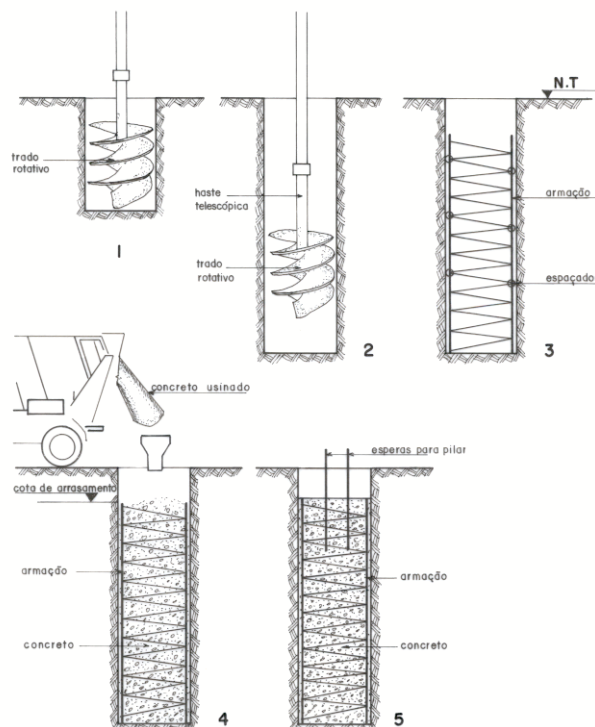
O diâmetro dos tubulões deve ser definido após dimensionamento, porém, seu diâmetro mínimo, definido segundo a norma regulamentadora NR-18 (2020) é de 90 centímetros.

2.2.3 Estacas Escavadas

São estacas moldadas *in loco*, por meio de concretagem de um furo executado por um trado espiral, onde o solo tenha características necessárias para se manter estável durante a execução. Sua perfuração é realizada por um trado curto, acoplado a uma haste, até as profundidades definidas em projeto (ABNT NBR 6122, 2019) (Figura 3).

Esse tipo de fundação é mais executado em locais onde o solo possui maior coesão e não se tem a presença de lençol freático elevado. Podem ser executadas em diâmetros de até 1,5 metros e profundidades de 70 metros (FERREIRA; FORTUNATO, 2020).

Figura 3 – Esquema de execução de estaca escavada mecanicamente



Fonte: Serki (2022)

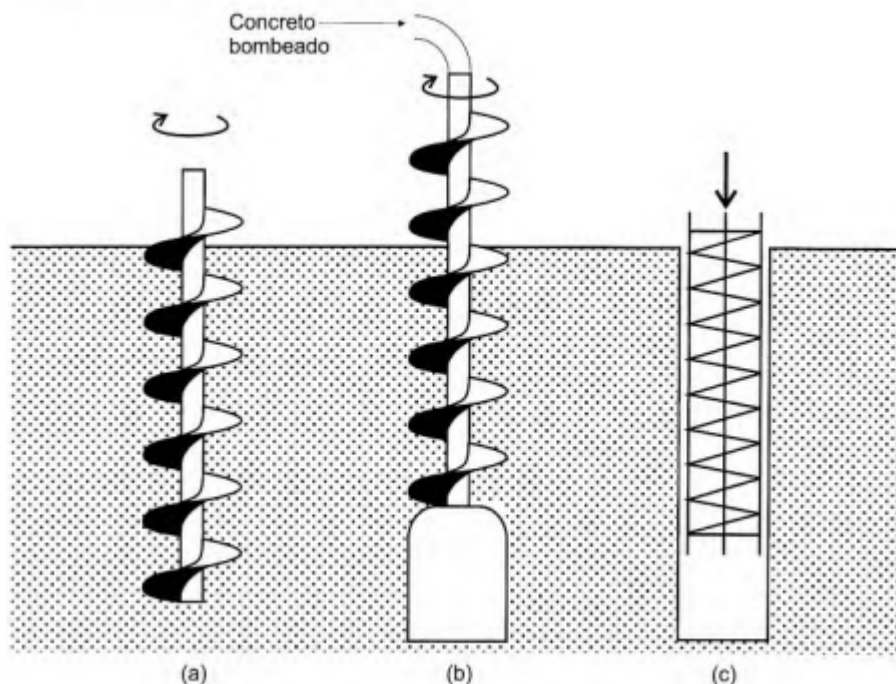
Em casos onde existe a necessidade de perfuração em níveis abaixo do lençol freático, é necessário a utilização de lama betonítica, que exerce uma pressão na vala de perfuração auxiliando na estabilização do fuste (BARROS, 1996).

2.2.4 Hélice Contínua

Segundo a definição da ABNT NBR 6122 (2019), assim como a estaca escavada, a hélice contínua também se trata de uma estaca de concreto moldada *in loco*, por rotação de trado helicoidal de diâmetro contínuo. Seu diferencial é a injeção de concreto, feita pela haste central do trado, simultaneamente à retirada do mesmo, com inserção de armadura ao final do processo (Figura 4).

Utilizada no Brasil desde o final da década de 80, tem uma grande aceitação devido a elevada produtividade e baixo nível de vibrações, possuindo equipamentos que podem perfurar diâmetros de 30 a 100 centímetros, e comprimentos de 30 metros de profundidade (VELLOSO; LOPES, 2011).

Figura 4 – Esquema executivo de estaca Hélice Contínua



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

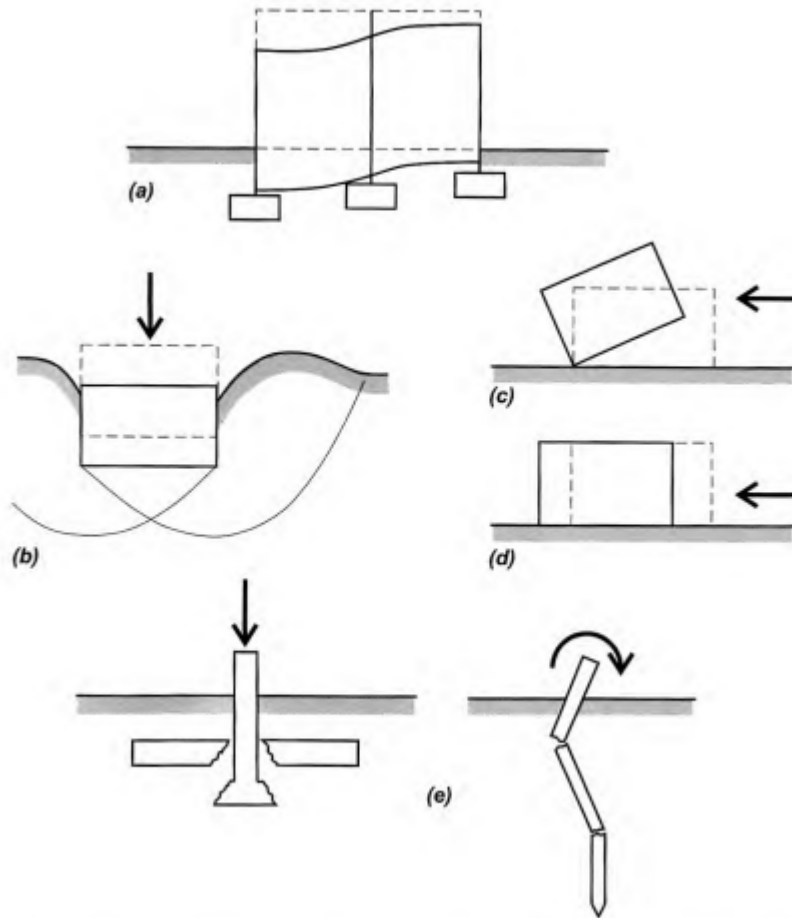
2.3 Métodos de Dimensionamento

Tradicionalmente, os principais requisitos que devem ser atendido ao realizar o dimensionamento de um projeto de fundações são os estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), ambos previstos na ABNT NBR 6122 de 2019. Outros requisitos importantes e mais específicos

para certos tipos de obra são: segurança ao tombamento; segurança à flambagem e níveis de vibração compatíveis com o uso da obra (VELLOSO; LOPES, 2011).

Velloso e Lopes (2011) afirma também que o não cumprimento desses requisitos podem ter consequências como deformações excessivas, recalques, colapso estrutural e tombamento, conforme indicado na Figura 5.

Figura 5 – (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamento e (e) colapso estrutural, resultante de projetos deficientes



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

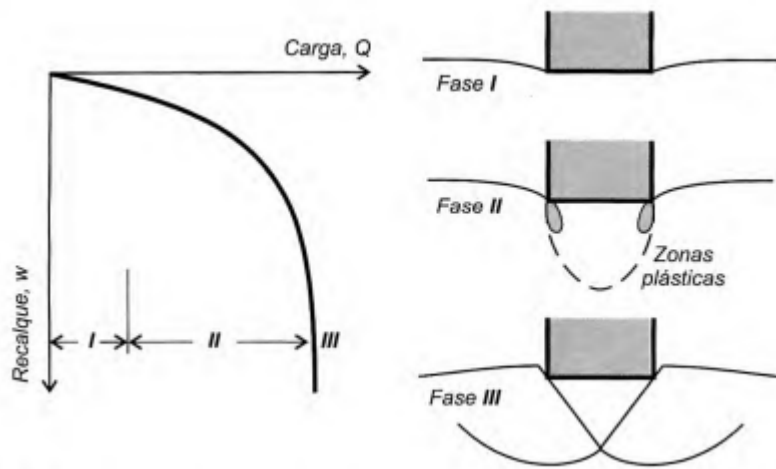
2.3.1 Sapatas Isoladas

2.3.1.1 Capacidade de Carga

A aplicação de uma força vertical de compressão P , no topo de uma sapata, gera a mobilização, no maço de solo, de tensões resistentes, normais à base da sapata (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Velloso e Lopes (2011) dividem o comportamento das fundações superficiais, perante a capacidade de carga, em três fases, levando em consideração a relação entre a grandeza da carga aplicada e os recalques sofridos pela fundação. Para valores pequenos de carga, é chamado fase elástica, onde os recalques são proporcionais a carga e acabam se estabilizando com o tempo. Já na segunda fase aparecem deslocamentos plásticos, apresentando alguns recalques irreversíveis junto as bordas das fundações. Na terceira e última fase a velocidade de recalque cresce continuamente, ocasionando a ruptura do solo que sustenta a fundação, atingindo o limite de resistência da mesma, ou seja, sua capacidade de ruptura (Figura 6).

Figura 6 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Esse princípio de ação e reação acaba formando um sistema sapata-solo, entre o elemento estrutural (sapata) e o elemento geotécnico (maciço de solo) (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011). Esse sistema pode ser observado na Figura 7.

Para a obtenção do valor médio dessas tensões resistentes, representada por σ_r , Cintra, Aoki e Albiero (2011) apresentam a Equação 1:

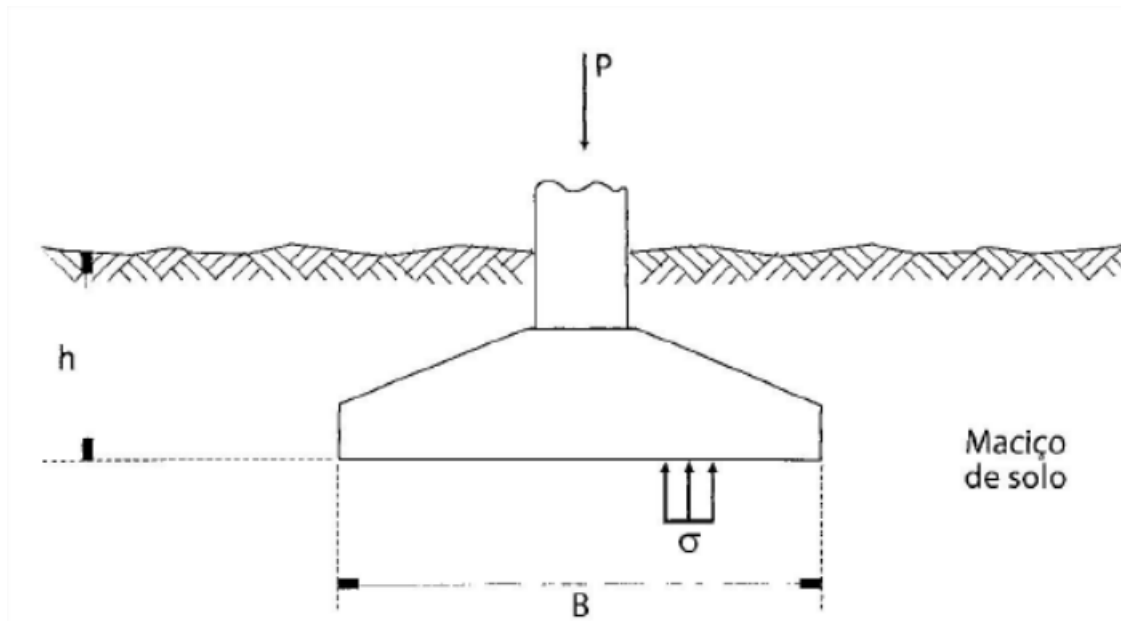
$$\sigma_r = \frac{P}{BL} \quad (1)$$

Sendo **B** a largura e **L** o comprimento da sapata. Existe ainda a possibilidade de ser utilizado um fator de incremento de carga considerando a influência do peso próprio da fundação após construída, que também acrescentaria carga ao solo. De praxe os engenheiros iniciam o cálculo considerando um acréscimo de 5 a 10% do valor da carga do pilar, porém, após o dimensionamento esse valor pode ser revisto.

2.3.1.2 Tensão Admissível

Em um projeto de fundações em sapatas, a grandeza fundamental a ser considerada é a tensão admissível, se o projeto for realizado considerando fator de segurança global e valores

Figura 7 – Sistema sapata-solo



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

característicos; ou a tensão resistente de cálculo, quando for feito levando em considerações coeficientes de ponderação e valores de cálculo. Essas tensões devem satisfazer simultaneamente os estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS) em cada uma das fundações (ABNT NBR 6122, 2019).

Quando levamos em consideração todos os elementos de fundação direta isolados de uma obra, a capacidade de carga não será constante, principalmente pela variabilidade do maciço de solo. Por isso, é comum a adoção de um valor médio ($\sigma_{r,med}$) como um valor representativo (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Cintra, Aoki e Albiero (2011) também apontam que após a obtenção da tensão média de ruptura, é necessário estabelecer a fração desse valor que atuará no solo com segurança mínima à ruptura, definindo o conceito de tensão admissível (σ_a) conforme a Equação 2:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{r,med}}{F_s} \quad (2)$$

Sendo F_s um número denominado fator de segurança global, com valores normatizados pela ABNT NBR 6122 (2019).

Além disso, a ABNT NBR 6122 (2019) normatiza a obtenção da tensão admissível de três modos. Primeiro por prova de carga sobre placa, onde deve ser interpretado o resultado dos ensaios para determinação dos parâmetros resistentes do solo. Segundo por métodos teóricos, onde são empregados métodos analíticos, como a fórmula apresentada por Cintra, Aoki e Albiero (2011) anteriormente, desde que contemplem todas as particularidades do projeto. E por último métodos semiempíricos, onde relaciona ensaios como o SPT, CPT, etc. com tensões admissíveis ou resistentes de cálculo.

Em nosso país, a sondagem a percussão (com realização do SPT) é uma das mais difundidas e executadas. Por isso, os profissionais de fundação sempre buscaram desenvolver métodos de cálculo utilizando o resultado de sondagens a percussão (VELLOSO; LOPES, 2011). Para a obtenção da tensão admissível relacionando com o ensaio SPT, no meio técnico brasileiro, é utilizada a Equação 3:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{50} + q \text{ (MPa) com } 5 \leq N_{spt} \leq 20 \quad (3)$$

Onde N_{spt} é o valor médio no bulbo de tensões e q a parcela de sobrecarga, que pode ou não ser considerada (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

2.3.1.3 Dimensionamento Geométrico

As sapatas são um tipo de fundação em que as cargas se apoiam logo abaixo da infraestrutura e se caracterizam por transmitir as tensões de carga ao solo através de sua base. Para a determinação das dimensões da sapata **a** e **b** deve se levar em consideração: o centro de gravidade da sapata, que deverá sempre coincidir com o centro de carga do pilar; a sapata não deverá ter nenhuma dimensão inferior a 60 centímetros (recomendação também apresentada pela ABNT NBR 6122 (2019)); sempre que possível, manter a relação entre os lados **a** e **b**, que deverá ser menor ou, no máximo, igual a 2,5; e na medida do possível, escolher dimensões em que os balanços da sapata, em relação às faces do pilar sejam iguais em ambas direções (ALONSO, 2010).

Alonso (2010) apresenta através da Equação 4 para a determinação da área da base de uma sapata, quando sujeita a uma carga vertical:

$$A = a \times b = \frac{P + pp}{\sigma_a} \quad (4)$$

Onde:

P = carga proveniente do pilar;

pp = peso próprio da sapata;

σ_a = tensão admissível do solo.

A ABNT NBR 6122 (2019) recomenda a determinação de um peso próprio mínimo de 5% para sapatas. Porém, Alonso (2010) admite que na maioria dos casos o peso próprio acaba sendo pouco significativo no dimensionamento, e sua não utilização está dentro das imprecisões da estimativa do valor da tensão admissível.

Em caso de sapatas retangulares, as dimensões podem ser obtidas através do método dos balanços iguais, também apresentado por Alonso (2010), através da Equação 5:

$$a - b = a_p - b_p \quad (5)$$

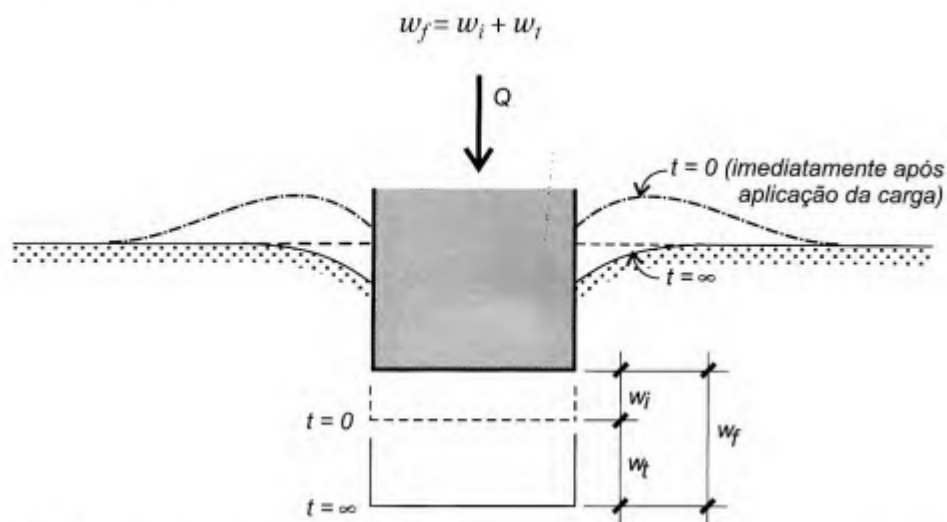
Sendo a relação entre as dimensões da sapata e as dimensões do pilar.

2.3.1.4 Deformações Excessivas

Uma fundação, ao ser carregada, sofrerá recalques e deformações, sendo elas em parte imediatamente e parte com o tempo (VELLOSO; LOPES, 2011).

O recalque de uma sapata pode ser definido como o deslocamento vertical para baixo, considerando uma referência fixa, da base de apoio da sapata. Esses recalques tem como origem as deformações e variações de volume do maciço de solo em que as sapatas estão apoiadas (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011) (Figura 8).

Figura 8 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Os recalques podem ser tolerados dependendo dos materiais constituintes da estrutura, da velocidade em que ocorrem, da finalidade da estrutura e da localização em que a construção se encontra. As causas desses recalques podem ser consequências de rebaixamentos de lençol freático, ações dinâmicas na estrutura, escavações em áreas próximas da construção e solos colapsíveis (ALBUQUERQUE, 2020).

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011) o recalque total, ou absoluto, pode ser descrito pela Equação 6:

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad (6)$$

Onde:

ρ_c é o recalque de adensamento;

ρ_i é o recalque imediato.

Como esta pesquisa visa obter parâmetros para uma pré definição da solução de fundação mais adequada considerando determinados casos, terá enfoque apenas no cálculo do recalque imediato.

2.3.1.4.1 Cálculo do recalque imediato segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011)

- Camada semi-infinita

Utilizando a Teoria da Elasticidade e Levando em consideração B como o diâmetro de uma placa rígida circular apoiada na superfície de um meio elástico homogêneo, tem-se a Equação 7:

$$\rho_i = \sigma B \left[\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right] I_p \quad (7)$$

Onde:

ν = coeficiente de Poisson;

E_s = módulo de deformabilidade do solo;

I_p = fator de influência dependendo da forma e rigidez da sapata (Figura 9).

Figura 9 – Fator de influência I_p

Forma	Sapata Flexível			Rígida
	Centro	Canto	Médio	
Circula	1,00	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	

L = comprimento da sapata;

*borda

Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011)

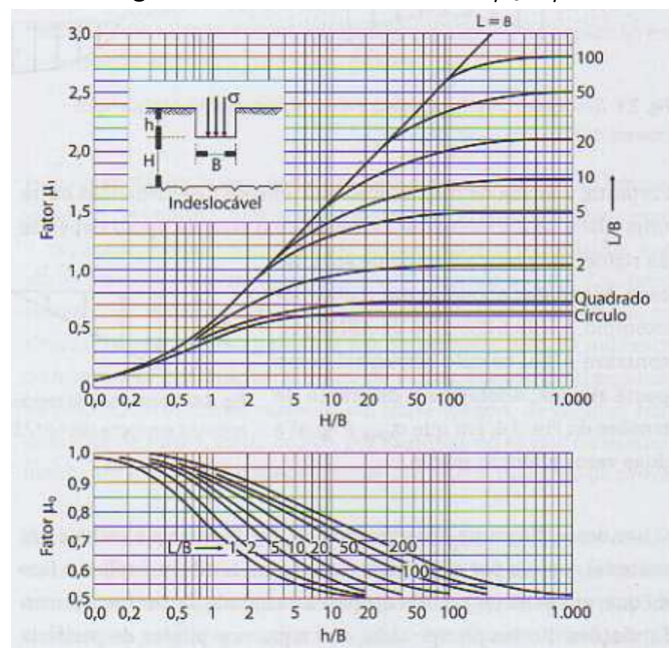
- Camada Infinita

Quando existe uma camada de solo, sobrejacente a outra camada muito rígida, indescalável, considera-se como um meio elástico homogêneo infinito. Nessas situações, o cálculo de recalque imediato se dá pela Equação 8:

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad (8)$$

Onde μ_0 e μ_1 são fatores de influência, em relação ao embutimento da sapata e espessura de solo, determinados pelos gráficos apresentados na Figura 10.

Figura 10 – Fator de influência μ_0 e μ_1



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

- Multicamadas

Quando o maciço de solo é constituído por mais camadas, de características e resistências variadas, o cálculo do recalque imediato pode ser obtido de três maneiras, sendo elas: utilização de uma camada hipotética, a existência de uma sapata fictícia com propagação de 1:2 e utilizando a média dos módulos de deformabilidades do solo.

- Módulos de Deformabilidade

Existem vários métodos para a obtenção desse parâmetro, porém, será apresentado o método semiempírico utilizando a relação com o ensaio SPT.

Portanto, tem-se a Equação 9:

$$E_s = \alpha K N_{spt} \quad (9)$$

Onde os fatores K e α dependem do tipo de solo, sendo apresentados na Figuras 11 e 12.

Figura 11 – Fator α de correlação

Solo	α
areia	3
silte	5
argila	7

Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Figura 12 – Coeficiente K de correlação

Solo	K(MPa)
areia com pedregulhos	1,1
areia	0,9
areia siltosa	0,7
areia argilosa	0,55
silte argiloso	0,45
silte argiloso	0,35
argila arenosa	0,3
silte argiloso	0,25
argila siltosa	0,2

Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011)

2.3.1.4.2 Recalques admissíveis

Para a determinação dos recalques absolutos limites, é necessário dividir a situação em dois casos: recalques absolutos em areias e recalques absolutos em argilas (VELLOSO; LOPES, 2011). Cintra, Aoki e Albiero (2011) apresentam as recomendações proposta pelo método Skempton-MacDonald para valores limites de recalques absolutos admissíveis:

- Areias

$$\delta_{max} = 25mm$$

$$\rho_{max} = 40mm$$

- Argilas

$$\delta_{max} = 40mm$$

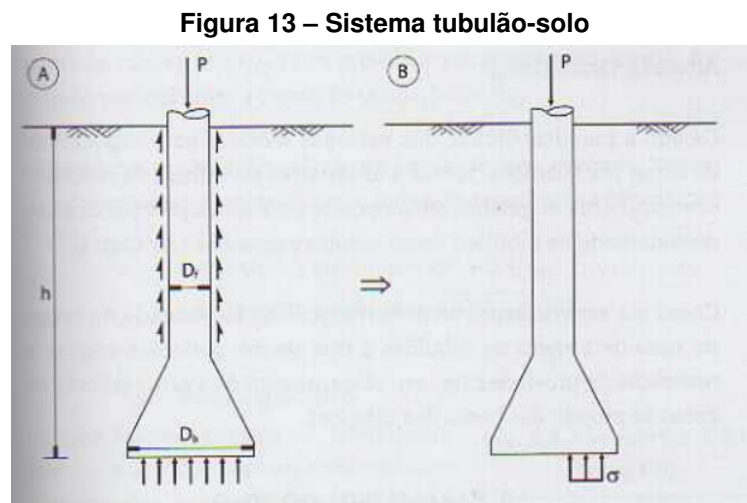
$$\rho_{max} = 65mm$$

Entretanto, a análise das deformações e da interação solo-estrutura é complexa, exigindo uma grande interação entre engenheiros geotécnicos e estruturais (MENEZES; RODARTE, 2009).

2.3.2 Tubulões

2.3.2.1 Capacidade de Carga

Por se tratar de uma fundação que consiste em um fuste alongado e uma base alargada em sua ponta, a aplicação de uma força vertical de compressão **P** no seu topo, gera, além de tensões resistentes em sua base, tensões decorrentes do atrito lateral (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011) (Figura 13).



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Entretanto Cintra, Aoki e Albiero (2011) apontam que na prática brasileira, é comum ser desprezado a parcela de atrito lateral e a inexistência dessa resistência justifica que esse tipo de fundação seja considerado uma fundação direta. Nesses casos, é utilizado a Equação 10:

$$\sigma = \frac{4P}{\pi D_b^2} \quad (10)$$

Mesmo existindo métodos téóricos de capacidade de carga de tubulões, os mesmos não funcionam de forma satisfatória, como para o resto das fundações profundas, portanto, são utilizados métodos semiempíricos, considerando tubulões como estacas escavadas (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Para o cálculo da capacidade de carga considerando o tubulão como estaca escavada, é comumente utilizado os métodos de Aoki-Velloso e Décout-Quaresma, ambos apresentados nas literaturas de (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011) e (VELLOSO; LOPES, 2011).

O método Aoki-Velloso foi elaborado a partir de estudos comparativos entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT, obtendo a Equação 11:

$$Q_{ult} = A \frac{KN}{F1} + U \sum \frac{\alpha KN}{F2} \Delta l \quad (11)$$

Sendo os valores de k e α constantes referentes ao tipo de solo e os valores de F_1 e F_2 referentes ao tipo de fundação em questão, ambos indicados nas tabelas apresentadas nas Figuras 14 e 15. (VELLOSO; LOPES, 2011).

Figura 14 – Valores de k e α

Tipo de solo	k (kfg/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2011)

Figura 15 – Valores de F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	1,70	3,50
Escavada	3,00	6,00

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2011)

Cintra, Aoki e Albiero (2011) apontam que quando considerado tubulões como estaca escavada, é retido apenas a parcela referente a resistência de ponta do tubulão, portanto, o cálculo da capacidade de carga pode ser obtido pela Equação 12:

$$\sigma_r = \frac{q_c}{F_1} = \frac{KN_{spt}}{F_1} \quad (12)$$

Onde:

q_c é a resistência de ponta do tubulão;

N_{spt} é o índice de resistência à penetração SPT, à cota de base do tubulão;

Cintra, Aoki e Albiero (2011) apresenta método de Décout-Quaresma, onde a resistência de base é obtida pela Equação 13:

$$\sigma_r = \alpha CN_p \quad (13)$$

Onde:

α é um fator de redução referente ao tipo de solo para estaca escavada;

C é o coeficiente característico do solo;

N_p é o valor médio de N_{spt} , na base do tubulão, obtido pelos valores da cota de base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Os coeficientes podem ser visualizados nas Figuras 16 e 17.

Figura 16 – Fator de redução α para estaca escavada

Tipo de solo	α
Argilas	0,85
Solos intermediários	0,60
Areias	0,50

Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Figura 17 – Coeficiente característico do solo

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

*alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011)

2.3.2.2 Tensão Admissível

A determinação da tensão admissível em tubulões pode ser realizada de três maneiras. Por métodos teóricos e métodos semiempíricos, sendo os mesmos utilizados na obtenção da tensão admissível para sapatas e por meio dos métodos de cálculo descritos por Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, considerando tubulões como estacas escavadas (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Pelo método Aoki-Velloso, tem-se a Equação 14:

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{3} \quad (14)$$

Onde é considerado um fator de segurança mínimo de 3, por se tratar de estacas. Diferente do método anterior, Décourt-Quaresma apresenta a Equação 15 considerando um fator de segurança mínimo igual a 4, sendo mais conservador (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011):

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{4} \quad (15)$$

2.3.2.3 Dimensionamento Geométrico

Durante a execução dos tubulões a céu aberto, como existe a necessidade da entrada e saída de trabalhadores, seu fuste é normalmente executado em seção circular, de no mínimo 90 centímetros. Entretanto a base do tubulão pode ser retangular, circular ou em forma de uma falsa elipse (ALONSO, 2010).

A área de base, se retangular, é calculada de forma análoga as fundações diretas, sendo realizada pela Equação 16:

$$A_b = \frac{P}{\sigma_a} \quad (16)$$

Alonso (2010) apresenta, em caso da base ter forma circular ou de falsa elipse, uma maneira alternativa de dimensionamento.

Para uma seção circular, tem-se a Equação 17:

$$D = \sqrt{\frac{4P}{\pi\sigma_a}} \quad (17)$$

Para uma seção com forma de falsa elipse, tem-se a Equação 18:

$$\frac{\pi b^2}{4} + bx = \frac{P}{\sigma_a} \quad (18)$$

2.3.2.4 Deformações Excessivas

Para o cálculo das deformações excessivas e recalques admissíveis de tubulões, é utilizado, de forma análoga, os mesmo métodos apresentados para os respectivos cálculos considerando sapatas isoladas.

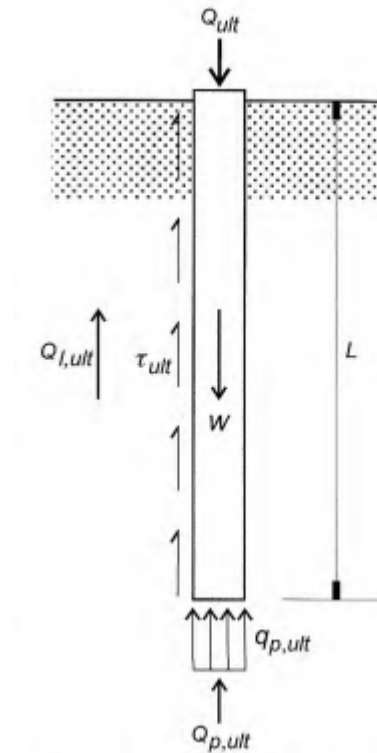
2.3.3 Estacas Escavadas

2.3.3.1 Capacidade de Carga

As estacas escavadas são elementos de fundação instalados no solo por meio de escavação, com finalidade de transmitir os esforços recebidos para o mesmo, sendo por resistência de ponta ou lateral (ALONSO, 2010).

Em termos geotécnicos, a capacidade de carga de uma estaca escavada é a mobilização de tensões resistentes por atrito lateral e pela base, após a aplicação de uma força vertical sobre o topo da estaca (CINTRA; AOKI, 2010) (Figura 18).

Figura 18 – Estaca submetida à carga de ruptura vertical



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Para o cálculo da capacidade de carga, existem os métodos estáticos, sendo compostos por métodos teóricos e semiempíricos, e os métodos empíricos (VELLOSO; LOPES, 2011).

Os autores Cintra e Aoki (2010) destacam e apresentam três métodos de dimensionamento, semiempíricos, considerando-os os mais relevantes para o dimensionamento de fundações no Brasil, sendo eles: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

- Aoki-Velloso (1978)

Para a determinação da capacidade de carga, tem-se a Equação 19:

$$R = R_L + R_p \quad (19)$$

Sendo a soma das parcelas de resistência de ponta e lateral, calculadas pelas Equações 20 e 21, respectivamente:

$$R_p = r_p + A_p \quad (20)$$

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad (21)$$

Com r_L e r_p sendo incógnitas referentes ao solo.

A partir do tipo de solo, e relacionando os dados obtidos pelo SPT, pode-se determinar as incógnitas referentes ao solo pelas Equações 22 e 23:

$$r_p = \frac{KN_p}{F_1} \quad (22)$$

$$r_L = \frac{\alpha KN_L}{F_2} \quad (23)$$

Sendo N_L e N_p o índice de resistência a penetração médio na camada de solo de espesura Δ_L e a resistência a penetração na cota de apoio da estaca, respectivamente. Os valores de K e α são os mesmos indicados pelas Figuras 11 e 12.

- Décourt-Quaresma (1978)

Para o cálculo da capacidade de carga (R), a parcela de resistência lateral é expressa pela Equação 24:

$$R_L = r_L UL \quad (24)$$

Com a estimativa de atrito lateral calculada pela Equação 25:

$$r_L = 10\left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \text{ (kPa)} \quad (25)$$

Já a parcela de resistência de ponta é expressa pela Equação 26:

$$R_p = r_p A_p \quad (26)$$

Com a capacidade de carga na ponta calculada pela Equação 27:

$$r_p = CN_p \text{ (kPa)} \quad (27)$$

Sendo o N_p o índice médio de resistência a penetração da camada de apoio da base, optivo a partir do valor na cota de assentamento, o valor imediatamente anterior e o valor imediatamente posterior. O coeficiente C é o mesmo indicado pela Figura 17.

Na aplicação de estacas escavadas, são introduzidos coeficientes α e β (Figuras 19 e 20) nas parcelas de ponta e lateral, respectivamente.

Figura 19 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipos de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,3*	0,6*	1*
Areias	0,50	0,50	0,3*	0,5*	1*

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Figura 20 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipos de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85*	0,9*	1*	1,5*	3*
Solos intermediários	0,6*	0,75*	1*	1,5*	3*
Areias	0,5*	0,6*	1*	1,5*	3*

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Portanto, a aplicação desses fatores resulta na Equação 28:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (28)$$

- Teixeira (1996)

Utilizando a junção de métodos com Aoki-Veloso, Décourt-Quaresma e outros, propõe-se a Equação 29:

$$R = \alpha N_p A_p + \beta N_L UL \quad (29)$$

Onde:

N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

N_L é o valor médio do índice de resistência a penetração ao longo do fuste da estaca.

Os valores sugeridos para os parâmetros α e β são apresentados nas Figuras 21 e 22.

Figura 21 – Valores do parâmetro α

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

Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Figura 22 – Valores do parâmetro β

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

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

2.3.3.2 Carga Admissível

A determinação da carga admissível de estacas pode ser realizada por métodos estáticos ou provas de cargas (ABNT NBR 6122, 2019).

Os métodos de determinação de carga admissível em estacas são descritos por Cintra e Aoki (2010) onde apresentam os principais métodos, descritos a seguir.

No método de dimensionamento estático de Aoki-Veloso (1975), é utilizado um coeficiente global igual a 2, obtendo a Equação 30:

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_p}{2} \quad (30)$$

Já no método de Décourt-Quaresma (1978) é utilizado fatores de segurança diferenciados, obtendo a Equação 31:

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (31)$$

No método de Teixeira (1996), para estacas a céu aberto, a capacidade de carga é calculada pela Equação 32:

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,5} \quad (32)$$

A ABNT NBR 6122 (2019) também aponta que quando o executor da fundação não assegurar o contato efetivo entre a base da fundação com solo firme ou rocha, a parcela da resistência de ponta deverá ser considerada nula.

Além dos métodos estáticos, Cintra e Aoki (2010) trazem também a possibilidade de verificação do Estado Limite Último (ELU) considerando a carga de catálogo (Figura 23) da estaca (P_e), pela Equação 33:

$$P_a \leq P_e \quad (33)$$

Sendo utilizado para o dimensionamento o menor valor entre eles.

Figura 23 – Carga de catálogo tradicional e Carga estrutural admissível da estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal

Diâmetro (cm)	Carga de catálogo tradicional P_e (kN)	Carga estrutural admissível (kN)
Ø25	200	250
Ø30	300	360
Ø35	400	490
Ø40	500	640
Ø45	600	810
Ø50	800	1000

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

2.3.3.3 Quantidade de Estacas e Geometria do Bloco de Coroamento

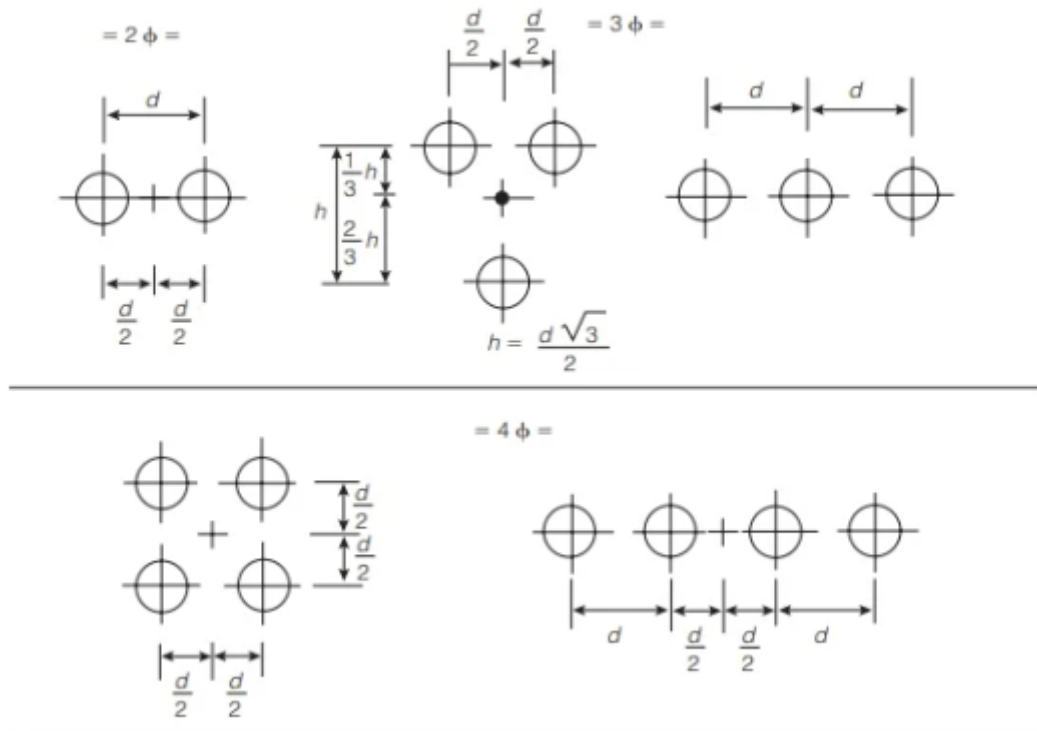
Alonso (2010) apresenta em sua literatura a determinação da quantidade de estacas necessárias para suportar a carga solicitante, e indica também a geometria dos blocos de coroamento para cada caso.

Portanto, para a determinação do número de estacas temos:

$$N. \text{ de estacas} = \frac{\text{Carga do Pilar} + \text{peso próprio do bloco}}{\text{Carga admissível da estaca}} \quad (34)$$

Para a definição da geometria do bloco de coroamento, deve ser feita, sempre que possível, a centralização do bloco com o centro de carga do pilar, seguindo as padronizações apresentadas na Figura 24.

Figura 24 – Padronização de Geometria de Blocos de Coroamento para até 4 estacas

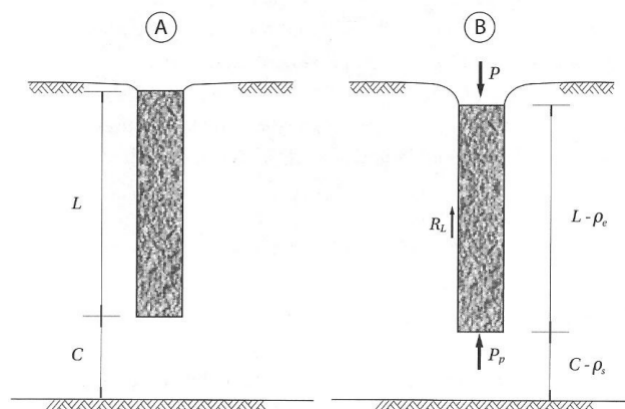


Fonte: Alonso (2010)

2.3.3.4 Deformações Excessivas

Quando uma estaca embutida no solo, recebe a aplicação de uma carga vertical P em seu topo, apresentará dois tipos de deformações, sendo o encurtamento elástico da própria estaca e as deformações do solo (CINTRA; AOKI, 2010) (Figura 25).

Figura 25 – Parcelas de recalque em estacas



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Portanto, considerando esses dois efeitos, tem-se o recalque total dado pela Equação 35:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (35)$$

Cintra e Aoki (2010) também apresentam em seu livro, os métodos e fórmulas para determinação do encurtamento da estaca e deformações do solo, sendo apresentados a seguir:

- Encurtamento Elástico

Para a definição do encurtamento elástico, se faz necessário a construção de um diagrama de esforços normais, junto com a aplicação da Lei de Hooke, para a obtenção da Equação 36, capaz de determinar o mesmo.

$$\rho_e = \frac{1}{AE_c} \sum (P_i L_i) \quad (36)$$

Onde:

A = área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

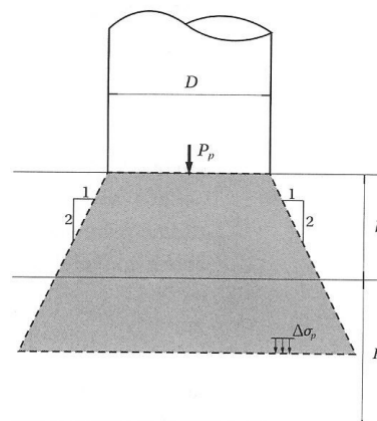
- Recalques do solo

Para a obtenção do valor total de recalque do solo, é realizado a divisão do mesmo em duas parcelas, considerando o recalque ocasionado pela resistência de ponta da estaca, e a outra pela resistência lateral da estaca.

Para a definição da parcela de recalque oriunda da resistência de ponta da estaca, primeiro, é suposto que as propagações das tensões de ponta ocorrem na proporção de 1:2 (Figura 26), podendo assim encontrar o acréscimo de tensões da linha média pela Equação 37:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D + h + \frac{H}{2})} \quad (37)$$

Figura 26 – Propagação de tensões devido a reação de ponta

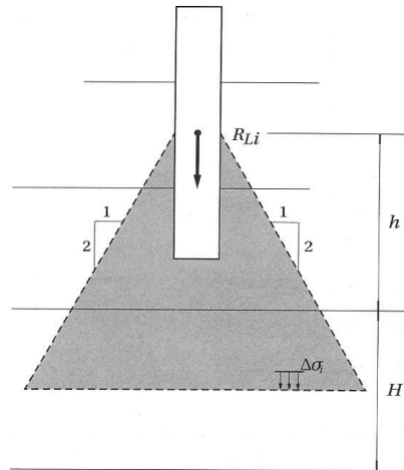


Fonte: Cintra e Aoki (2010)

De maneira análoga, é calculada as parcelas referentes a resistência lateral da estaca (Figura 27) a partir da Equação 38:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2} \quad (38)$$

Figura 27 – Propagação de tensões devido a reação de lateral



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Portanto, levando em conta as parcelas obtidas, tem-se a Equação 39:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (39)$$

Aplicando a teoria da elasticidade, pode-se obter o recalque do solo a partir da Equação 40:

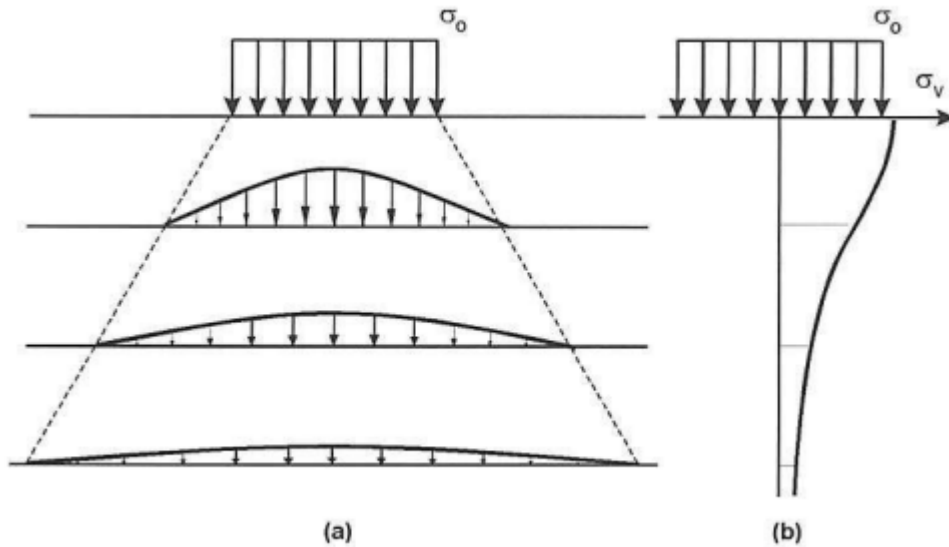
$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad (40)$$

Onde, o módulo de deformabilidade do solo para estacas escavadas, pode ser considerado sendo de $E_o = 3KN_{spt}$, sendo K o coeficiente empírico do método já apresentado de Aoki-Velloso.

2.4 Acréscimos de Tensões no Solo

De acordo com a mecânica dos solos, ao se aplicar uma carga na superfície de um terreno, em uma área definida, os acréscimos de tensão no solo não se limitaram apenas a projeção da área carregada (PINTO, 2006) (Figura 28).

Figura 28 – Distribuição de tensões com a profundidade



Fonte: Pinto (2006)

O entendimento das tensões atuantes nos maciços de solo são de vital importância no entendimento do comportamento de todas as obras de engenharia geotécnica, havendo uma necessidade do conhecimento das distribuições de tensão em várias profundidades (MARANGON, 2018).

Pinto (2006) cita o emprego da Teoria da Elasticidade como uma valiação satisfatória na estimativa das tensões atuantes no interior da massa de solo, apresentando vários métodos de cálculo.

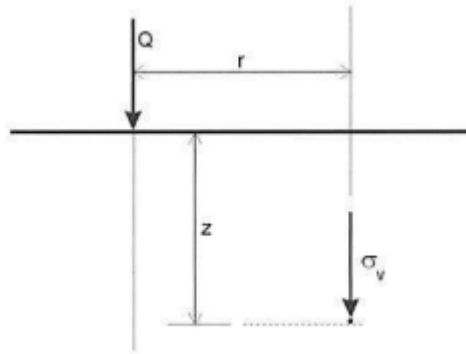
2.4.1 Solução de Boussinesq

Segundo Pinto (2006), considerando a aplicação de uma carga pontual na superfície de um semiespaço, Boussinesq determinou as tensões, deformações e deslocamento no interior de uma massa elástica, homogênea e isotrópica, obtendo a Equação 41:

$$\sigma_v = \left(\frac{3 \times z^3}{2 \times \pi \times (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \right) \times Q \quad (41)$$

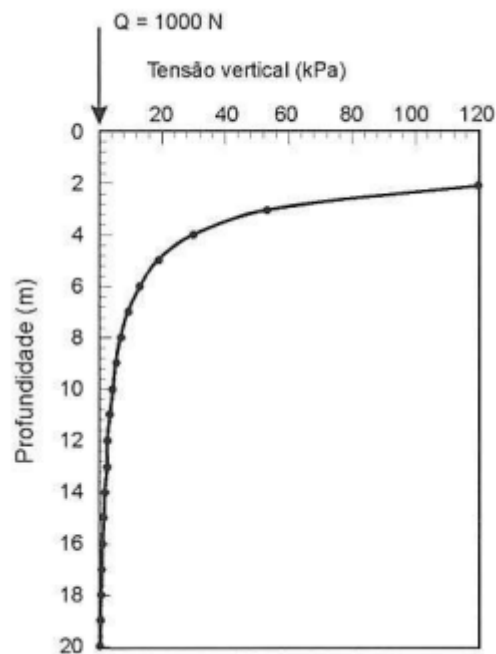
Onde z é a distância vertical e r a distância horizontal do ponto de aplicação de carga, gerando tensões verticais que diminuem conforme o aumento da profundidade (Figuras 29 e 30).

Figura 29 – Tensões num ponto no interior da massa



Fonte: Pinto (2006)

Figura 30 – Tensões na vertical abaixo do ponto da carga



Fonte: Pinto (2006)

2.4.2 Carregamentos em áreas retangulares

Pinto (2006) mostra que para o cálculo das tensões atuantes provocadas no interior de um maciço de solo por carregamentos retangulares, utiliza-se a solução de Newmark, onde a partir da solução de Boussinesq, criou as Equações 42 e 43:

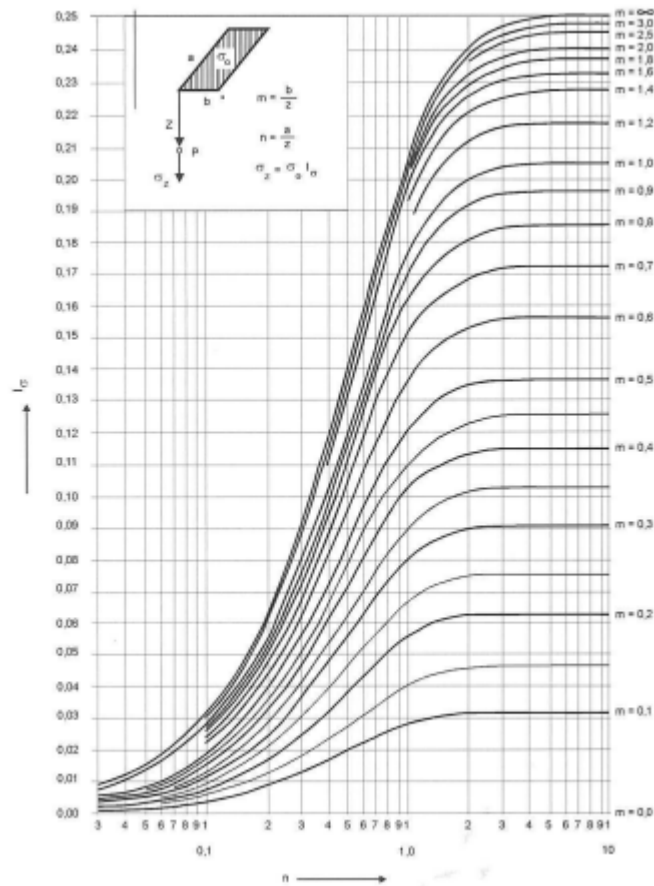
$$m = \frac{a}{z} \quad (42)$$

$$n = \frac{b}{z} \quad (43)$$

Onde a e b são as dimensões da área carregada e z a profundidade.

Com esses parâmetros podemos encontrar com auxílio de um ábaco o valor do coeficiente de influência I (Figura 31).

Figura 31 – Ábaco para determinação de fator de influência (solução de Newmark)



Fonte: Pinto (2006)

As tensões verticais podem ser determinadas a partir da Equação 44:

$$\sigma_v = I \times \sigma_0 \quad (44)$$

2.4.3 Carregamentos circulares

Também para carregamentos circulares, Pinto (2006) apresenta que, é utilizado a solução de Love, onde adequa a solução apresentada por boussinesq para cargas circulares, obtendo a variação de tensão em pontos ao longo de uma vertical que passa pelo centro de uma área circular, com carregamento uniforme.

Os valores de tensões podem ser obtidos pela Equação 45:

$$\sigma_v = \sigma_0 \times \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2}\right)^{\frac{3}{2}}\right) \quad (45)$$

2.5 Critérios para Escolha das Fundações

Quando se busca definir uma solução de fundação, a mesma deve ser feita visando satisfazer as condições técnicas e particulares de cada obra, considerando os substratos existentes no local da obra, as fundações de construções vizinhas, as cargas solicitantes do projeto e a disponibilidade de métodos executivos de fundações no mercado (COSTA, 2017).

Velloso e Lopes (2011) detalham que, ao elaborar um projeto de fundações, é necessário que se tenha o conhecimento de varios elementos, sendo eles:

- Topografia da área;
- Dados geológicos e geotécnicos;
- Dados sobre construções vizinhas;
- Dados da estrutura que se pretende construir;
- Dados executivos e financeiros;

Albuquerque (2020) aponta também a importância de se analisar as limitações de cada tipo de fundação, na hora de definir a solução mais adequada.

- Limitações das fundações em Sapatas
 - Pode ser impossibilitada a execução em solos colapsíveis e com teor de umidade muito elevado;
 - Impossibilidade de execução abaixo do nível do lençol freático, necessitando de rebaixando ou esgotamento do mesmo;
 - Se o solo consistir em aterros não controlados, é recomendado a escolha de outro tipo de fundação, visto que a sapata pode não garantir a estabilidade da construção.
- Limitações das fundações em Tubulões
 - Pouca estabilidade das paredes da escavação, deixando a execução pouco segura, existindo a necessidade do emprego de revestimento;
 - Impossibilidade de execução abaixo do nível do lençol freático;
 - Altas restrições impostas pela NR-18, requerendo funcionários habilitados para a execução de tubulões.

- Limitações das fundações em Estacas Escavadas
 - Impossibilidade de execução abaixo do nível do lençol freático;
 - Recomendada a execução apenas em solos coesivos para garantia da estabilidade da escavação.

3 METODOLOGIA

Todo o programa computacional foi desenvolvido na plataforma *Microsoft Excel*, utilizando macros e tabelas interativas, onde se fez necessário a criação de várias planilhas para a análise de sondagem, dimensionamento das fundações em estacas, sapatas ou tubulões e o cálculo do acréscimo de tensões no solo.

O programa foi desenvolvido com o intuito de se tornar o mais intuitivo possível para o usuário final, facilitando a utilização do mesmo.

Os métodos de cálculo utilizados foram os apresentados nas literaturas dos autores Cintra, Aoki e Albiero (2011), Cintra e Aoki (2010) e Pinto (2006), que serão descritos detalhadamente a seguir.

3.1 Planilha: SPT

Sendo a primeira planilha do programa, ao iniciar o programa, o usuário tem a seguinte vista do programa, conforme anexo B.

Nas primeiras células, o usuário irá informar os dados do cliente em questão, obra, endereço e a data. Após isso, deverá informar também os valores do N_{spt} , o nível da água no solo e os tipos de solos em cada metro de profundidade.

A princípio, as informações da sondagem SPT foram limitadas a 25 metros de profundidade, para tornar mais objetiva o desenvolvimento do programa, podendo posteriormente ser ampliada.

Os tipos de solo são selecionado por meio de lista suspensa, onde os valores existentes são os mesmos propostos por Cintra e Aoki (2010), dividindo-os em três grande grupos de argilas, areias e siltes (Figura 32).

Figura 32 – Tipos de Solo utilizados no programa

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

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Após a inserção dos dados do SPT, o usuário deverá clicar no botão "Análise de Sondagem", que por meio de macros e uma fórmula "=SE (Figura 33), realiza uma análise dos dados de sondagem inseridos, indicando recomendações aos usuários.

Para a análise em questão, utilizou-se das metodologias apresentadas por Rebello (2008), onde solos com N_{spt} inferiores a 8 não são recomendados para a utilização de sapatas, e o nível de água no solo, que pode influenciar diretamente nos processos executivos das fundações.

Figura 33 – Fórmula "=SE" para análise de sondagem

=SE(E7<=3;SE(D10<8;SE(D11<8;"Não é recomendado o uso de sapata pois o solo possui um N.A. muito superficial e possui baixa resistência até 2 metros de profundidade. A estaca hélice contínua pode ser uma boa opção.");"O solo possui uma resistência considerável para a execução de sapata a 2 metros de profundidade, porém, o solo possui um N.A. muito superficial, tornando sua execução não recomendada. A estaca hélice contínua pode ser uma boa opção.");SE(D11<8;"O solo possui uma resistência considerável para execução de sapata a 1 metros de profundidade, porém, o solo possui um N.A muito superficial, tornando sua execução não recomendada. A estaca hélice contínua pode ser uma boa opção.");"O solo possui uma resistência considerável para execução de sapata a nos primeiros metros de profundidade, porém, o solo possui um N.A muito superficial, tornando sua execução não recomendada. A estaca hélice contínua pode ser uma boa opção.");SE(D10<8;SE(D11<8;"Não é recomendado o uso de sapata pois o solo possui baixa resistência nos primeiros metros de profundidade. A estaca escavada pode ser uma boa opção dependendo da cota do N.A..";"O solo possui uma resistência considerável a 2 metros de profundidade, tornando a execução de sapata viável, porém, deve-se atentar a resistência das camadas mais profundas. Outra opção pode ser a estaca escavada, dependendo da cota do N.A.. ");SE(D11<8;"O solo possui uma resistência considerável para execução de sapata a 1 metro de profundidade, porém deve-se atentar as resistências das camadas mais profundas. Outra opção seria a estaca escavada, dependendo do nível do N.A..";"O solo possui uma resistência considerável para execução de sapata nos primeiros metros de profundidade, sendo possível sua execução. Porém, deve-se atentar a resistência das camadas mais profundas.")))

Fonte: Autoria própria (2023)

As soluções apresentadas pela análise de sondagem são sempre sugestões ao usuário, levando em conta que, para a definição do tipo de fundação, é necessário levantar muito mais variáveis que influenciam na tomada de decisão, sendo elas construções vizinhas, topografia, disponibilidade de equipamento, canteiro de obras disponível, e não só os valores da sondagem em si.

Após a realização da análise de sondagem, o usuário poderá escolher para qual solução de fundação realizará o dimensionamento, clicando nos botões disponíveis (Figura 34), que com auxílio de macros, levarão o usuário até a próxima planilha desejada, podendo voltar ao qualquer momento a planilha de SPT para alteração de dados ou mudança do tipo de solução.

Figura 34 – Botões disponíveis na planilha de SPT



Fonte: Autoria própria (2023)

3.2 Planilha: Dimensionamento de Estacas

Ao acessar a planilha de dimensionamento de estacas, o usuário terá a vista conforme o anexo C. Logo no início, o usuário deverá inserir os dados necessários para o funcionamento da planilha, sendo eles: o nome do pilar desejado, a carga do pilar (em kN), o tipo e o diâmetro da estaca.

Os tipos de estacas disponíveis para o dimensionamento são as estacas escavadas e estacas hélice contínua. Foi definido apenas esses dois tipos para a realização da planilha para otimização dos cálculos e dos processos, porém a planilha pode ser ampliada futuramente para mais soluções existentes. Os diâmetros para cada tipo de estaca foram retirados da literatura de Cintra e Aoki (2010) (Figura 35).

Figura 35 – Diâmetros de cada tipo de estaca e respectivas cargas de catálogo

Cargas de Catálogo		
Estaca	Dimensão (cm)	Carga de Catálogo (kN)
Escavada	25	250
	30	360
	35	490
	40	640
	45	810
	50	1000
Hélice contínua	27,5	350
	30	450
	35	600
	40	800
	42,5	900
	50	1250
	60	1800
	70	2450
	80	3200
	90	4000
Franki	100	5000
	30	450
	35	550
	40	800
	52	1300
Raiz	60	1700
	10	150
	12	250
	15	350
	16	450
	20	600
	25	800
	31	1100
41	1500	

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Para o dimensionamento das estacas, utilizou-se o método proposto com Aoki-Velloso, apresentado nas literaturas de Cintra e Aoki (2010). Para o desenvolvimento dos cálculos e obtenção da resistência admissível do solo, foram utilizadas as fórmulas 19, 20, 21, 22 e 23, apresentadas no referencial deste trabalho.

Após a obtenção dos valores de resistência admissível do solo, o programa realiza uma consideração, onde utiliza a menor resistência entre a resistência admissível e a resistência estrutural do elemento estaca, adotando a menor entre elas, para cada camada de solo. As resistências estruturais de cada tipo de estaca foram retiradas da literatura de Cintra e Aoki (2010) (Figura 35).

Com o auxílio de uma barra de rolagem, o usuário pode definir a profundidade desejada e após clicar no botão "Dimensionar" o programa apresenta a solução para o dimensionamento, indicando o número de estacas necessário para a profundidade determinada.

O programa também realiza o cálculo de limitação de profundidade, levando em consideração o N_{lim} para cada método executivo e a profundidade em que a resistência estrutural do elemento estaca se torna menor do que a tensão admissível do solo. Após realizar uma consideração entre as duas limitantes, o programa define a menor profundidade como a limitante, e indica para o usuário por qual método a profundidade foi limitada e qual a profundidade máxima a ser atingida. Se o usuário selecionar uma profundidade superior à profundidade limite, o programa indica que a profundidade ultrapassa a profundidade limite (Figura 36).

Figura 36 – Aviso de limite de profundidade

Dimensionamento para ELU	
Profundidade limitada por $P_a = P_e$:	22 metros
Possível solução:	2 estaca(s) com 24 metro(s) de profundidade
Profundidade determinada é superior a profundidade limite	

Fonte: Autoria própria (2023)

Os valores para o N_{lim} de cada método executivo foram retirados da literatura de Cintra e Aoki (2010) (Figura 37).

Figura 37 – Valores de N_{lim} para cada tipo de estaca

Tipo de Estaca	N_{lim}
Pré-moldada de concreto	$15 \leq N_{lim} \leq 25 - \sum N_{spt} = 80$
$\phi < 30$ cm	$25 \leq N_{lim} \leq 35$
$\phi > 30$ cm	$25 \leq N_{lim} \leq 55$
Perfil metálico	$25 \leq N_{lim} \leq 55$
Tubada (oca, ponta fechada)	$20 \leq N_{lim} \leq 40$
Strauss	$10 \leq N_{lim} \leq 25$
Franki	$8 \leq N_{lim} \leq 15$
Em solos arenosos	$20 \leq N_{lim} \leq 40$
Em solos argilosos	$30 \leq N_{lim} \leq 80$
Estação e diafragma, com lama bentonítica	$20 \leq N_{lim} \leq 45$
Hélice contínua	$20 \leq N_{lim} \leq 40$
Ômega	$N_{lim} \geq 60$ (penetra rocha sã)
Raiz	

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Após realização do dimensionamento, o usuário pode definir prosseguir, com a utilização de botões se deseja prosseguir para o relatório final ou voltar a planilha do SPT.

3.3 Planilha: Dimensionamento de Sapatas

No dimensionamento de sapatas, ao acessar a planilha, o usuário tem a vista conforme o anexo D.

As informações iniciais necessárias que o usuário precisa inserir são: o nome do pilar, carga do pilar (em tonelada-força), as dimensões do pilar, e a cota onde se deseja assentar a sapata.

Depois de inserir os dados iniciais, o usuário deverá clicar no botão ”*Dimensionar*” para obter a área necessária da sapata em cm², e as dimensões da mesma em centímetro.

Para o desenvolvimento do dimensionamento, primeiro, a partir dos dados inseridos e da cota de assentamento da sapata, o programa calcula a tensão admissível do solo, em kgf/cm², a partir da Equação 46:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{5} \quad (46)$$

Sendo N_{spt} a média dos valores entre a cota de assentamento e 4 metros abaixo.

Após a determinação da tensão admissível do solo, o programa realiza o dimensionamento geométrico da sapata a partir da equação 4, apresentada no referencial deste trabalho.

Quando se trata de pilares quadrados, o programa realiza o dimensionamento para uma sapata quadrada, e quando o pilar possui seção retangular, o programa realiza o dimensionamento por meio do método dos balanços iguais, indicado na equação 5, também no referencial deste trabalho.

Após realização do dimensionamento, o usuário pode prosseguir, com utilização de botões, para o relatório final ou retornar à planilha do SPT.

3.4 Planilha: Dimensionamento de Tubulão

Ao entrar na planilha de dimensionamento de tubulões, o usuário deverá inserir basicamente as mesmas informações necessárias na planilha de sapatas, adicionando apenas o F_{ck} (MPa) do concreto a ser utilizado. A visão que o usuário terá ao acessar a planilha está indicada conforme anexo E.

Ao inserir os valores necessários, o usuário deverá clicar no botão ”*Dimensionar*” e o programa apresentará a tensão admissível do solo, o diâmetro mínimo do fusto e o diâmetro necessário da base. O dimensionamento foi realizado apenas para tubulões com base circular, devido as limitações do *Excel* e cronograma do trabalho.

No desenvolvimento do dimensionamento, primeiro o programa calcula a tensão admissível do solo, de forma análoga à calculada para a planilha de dimensionamento de sapatas.

Para o dimensionamento do tubulão, primeiro calculou-se o diâmetro mínimo do fuste, pela Equação 47:

$$D_f = \sqrt{\frac{1,4 \times 4 \times P}{0,85 \times \pi \times \frac{f_{ck}}{1,6}}} \quad (47)$$

Obtendo o resultado, o programa realiza uma análise, adotando como valor mínimo de fuste 90 centímetros, para possibilitar a entrada do poceiro durante a execução, portanto, se o valor calculado for inferior, o programa adota automaticamente como D_f os 90 centímetros.

Após isso, a planilha também calcula o diâmetro necessário da base do tubulão, utilizando a equação 10, isolando o valor de D_b .

Realizando o dimensionamento, o usuário pode, com a utilização dos botões, seguir para o relatório final ou voltar à planilha do SPT.

3.5 Planilhas: Acréscimos de tensão no solo

Sendo planilhas de apoio e geração de gráficos, as planilhas de acréscimos de tensão não serão disponíveis ao usuário final do programa, visto que os gráficos de acréscimos de tensão aparecerão automaticamente no relatório final, após o dimensionamento. Como o programa realiza o dimensionamento de fundações em estacas, sapatas e tubulões, foram criadas três planilhas para acréscimos de tensões.

Para o cálculo dos acréscimos de tensões em estacas, foi utilizado o método de carga pontual de Boussinesq, apresentado na literatura de Pinto (2006), utilizando a equação 41. Os cálculos foram todos referentes ao centro de gravidade da estaca.

Na planilha de acréscimos de tensões em sapatas, o desenvolvimento dos cálculos foi um pouco mais complexo, havendo a necessidade da criação de uma segunda planilha complementar (também oculta ao usuário final) para realização de interpolação dos valores de m e n . Isso se deve ao fato de que o método adotado para o cálculo das tensões foi o de carregamentos retangulares, utilizando a solução de Newmark, apresentada também por Pinto (2006).

Para o cálculo das tensões utilizou-se as equações 42, 43 e 44, e as tabelas de valores de m e n (FIGURA 38). Foi realizado os cálculos tanto para o centro de gravidade da sapata quanto para sua extremidade, utilizando o método de cálculo da divisão da área carregada em partes iguais e multiplicando o número de áreas pelo fator de influência encontrado.

Figura 38 – Tabela para obtenção do *I*

Valores de <i>I</i> em função de <i>m</i> e <i>n</i> para equação de Newmark																		
<i>n</i> ou <i>m</i>	<i>n = a/z</i> ou <i>m = b/z</i>																	
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	5,0	10,0	Infinito
0,1	0,005	0,009	0,013	0,017	0,020	0,022	0,024	0,026	0,027	0,028	0,029	0,030	0,031	0,031	0,032	0,032	0,032	0,032
0,2	0,009	0,018	0,026	0,033	0,039	0,043	0,047	0,050	0,053	0,055	0,057	0,059	0,061	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
0,3	0,013	0,026	0,037	0,047	0,056	0,063	0,069	0,073	0,077	0,079	0,083	0,086	0,089	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
0,4	0,017	0,033	0,047	0,060	0,071	0,080	0,087	0,093	0,098	0,101	0,106	0,110	0,113	0,115	0,115	0,115	0,115	0,115
0,5	0,020	0,039	0,056	0,071	0,084	0,095	0,103	0,110	0,116	0,120	0,126	0,131	0,135	0,137	0,137	0,137	0,137	0,137
0,6	0,022	0,043	0,063	0,080	0,095	0,107	0,117	0,125	0,131	0,136	0,143	0,149	0,153	0,155	0,156	0,156	0,156	0,156
0,7	0,024	0,047	0,069	0,087	0,103	0,117	0,128	0,137	0,144	0,149	0,157	0,164	0,169	0,170	0,171	0,172	0,172	0,172
0,8	0,026	0,050	0,073	0,093	0,110	0,125	0,137	0,146	0,154	0,160	0,168	0,176	0,181	0,183	0,184	0,185	0,185	0,185
0,9	0,027	0,053	0,077	0,098	0,116	0,131	0,144	0,154	0,162	0,168	0,178	0,186	0,192	0,194	0,195	0,196	0,196	0,196
1,0	0,028	0,055	0,079	0,101	0,120	0,136	0,149	0,160	0,168	0,175	0,185	0,193	0,200	0,202	0,203	0,204	0,205	0,205
1,2	0,029	0,057	0,083	0,106	0,126	0,143	0,157	0,168	0,178	0,185	0,196	0,205	0,212	0,215	0,216	0,217	0,218	0,218
1,5	0,030	0,059	0,086	0,110	0,131	0,149	0,164	0,176	0,186	0,193	0,205	0,215	0,223	0,226	0,228	0,229	0,230	0,230
2,0	0,031	0,061	0,089	0,113	0,135	0,153	0,169	0,181	0,192	0,200	0,212	0,223	0,233	0,236	0,238	0,239	0,240	0,240
2,5	0,031	0,062	0,090	0,115	0,137	0,155	0,170	0,183	0,194	0,202	0,215	0,226	0,236	0,240	0,242	0,244	0,244	0,244
3,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,171	0,184	0,195	0,203	0,216	0,228	0,238	0,242	0,244	0,246	0,247	0,247
5,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,204	0,217	0,229	0,239	0,244	0,246	0,249	0,249	0,249
10,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250
Infinito	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250

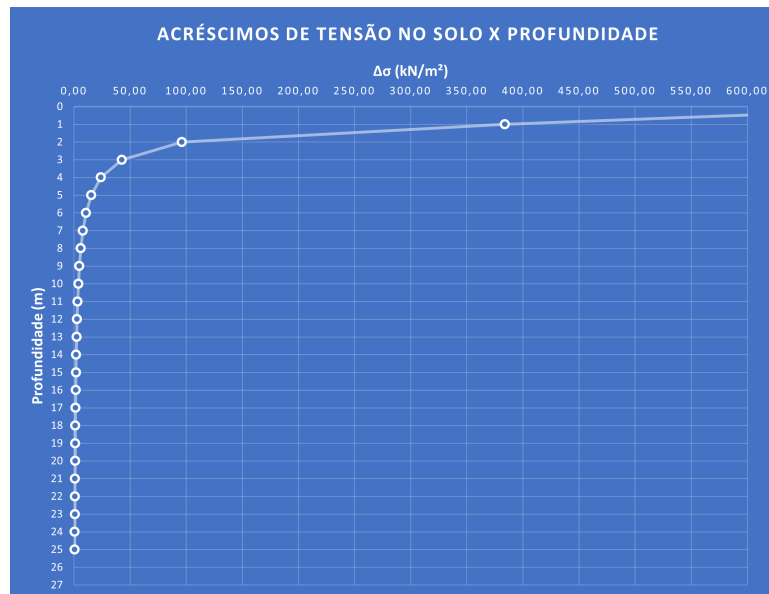
Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Já para a planilha de acréscimos de tensão em tubulões, o processo foi bem parecido, mudando apenas o método de cálculo, onde foi utilizado a solução de Love, apresentada na equação 45, encontrada nas literaturas de Pinto (2006). O gráfico gerado foi apenas para o centro de gravidade do tubulão, devido às limitações do método.

Nas planilhas não é necessário a inserção de nenhum dado, visto que ela automaticamente utiliza os dados de carga do pilar, dimensões das fundações e profundidades a partir das informações inseridas nas planilhas do SPT e de dimensionamento.

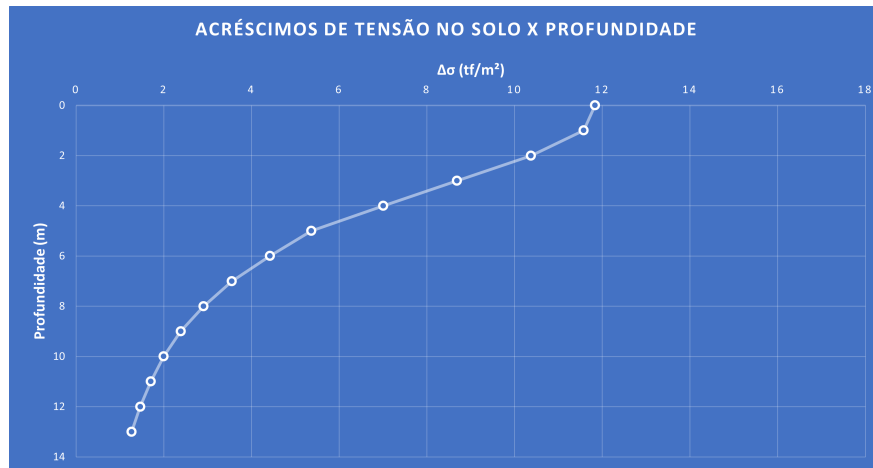
Após os cálculos dos acréscimos de tensões, o programa gera automaticamente os gráficos (Figuras 39, 40 e 41), que serão apresentados ao usuário no relatório final.

Figura 39 – Exemplo de gráfico de acréscimos de tensões gerado para estacas



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 40 – Exemplo de gráfico de acréscimos de tensões gerado para sapatas



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 41 – Exemplo de gráfico de acréscimos de tensões gerado para tubulão



Fonte: Autoria própria (2023)

As profundidades indicadas pelo gráfico são a partir da cota de apoio da estaca, não sendo as mesmas apresentadas na planilha do SPT.

3.6 Geração de Relatório em PDF

Após a finalização do dimensionamento pelo usuário, o mesmo tem a opção de visualizar o relatório final, para o tipo de solução escolhido, onde é apresentado as informações do SPT,

tipo de solo, dados do pilar, carga, dimensionamento geométrico e geotécnico e os gráficos de acréscimos de tensão no solo.

A partir dessa visualização, o usuário tem a opção, com a utilização de um botão, da impressão do relatório em pdf automaticamente.

As células das planilhas de relatório são bloqueadas aos usuários, não permitindo os mesmos que façam alterações que possam comprometer o funcionamento da planilha e a adulteração dos dados.

Os modelos dos relatórios para estacas, sapatas e tubulões podem ser visualizados nos anexos F, G e H.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para realizar uma validação do programa desenvolvido, foi realizado quatro exemplos, utilizando dois perfis de sondagem (Anexos I e J), realizados na cidade de Pato Branco - PR, e duas plantas de carga, uma referente ao projeto de uma residência térrea (Anexo K) e o outro à um edifício de seis pavimentos (Anexo L).

4.1 Apresentação dos projetos

Para a elaboração dos exemplos, os projetos foram escolhidos com o intuito de apresentar situações diferentes, abrangendo mais variáveis e expandindo o potencial de utilização do programa em questão.

Devido à diferença de carregamento em ambos os projetos, sendo um uma casa térrea e o outro um edifício de seis pavimentos, acaba contribuindo para a demonstração do programa, onde é possível apresentar o comportamento e dimensionamento da planilha com o aumento das cargas dos pilares.

4.1.1 Projeto de residência térrea

Devido ao grande número de construções de casas térreas e estruturas com carregamentos mais baixos, a análise desse tipo de estrutura e dimensionamento correto de suas fundações acabam se tornando de extrema importância (BOTELHO; CARVALHO, 2015).

Para edificações como essas, por mais simples que sejam seus carregamentos, é fundamental executá-las da melhor maneira possível, diminuindo custos desnecessários e evitando despesas futuras com patologias ou problemas estruturais.

Por serem estruturas mais simples e por não haver um detalhamento maior do projeto arquitetônico e estrutural da residência, será levado em consideração que as cargas descarregadas pelos pilares são oriundas do peso própria das estruturas, alvenaria, forros e cobertura.

A estrutura conta com 29 pilares, sendo todos eles retangulares, com dimensões de 14x30, 18x30 e 20x30 centímetros. A tabela de cargas pode ser observada na Figura 42.

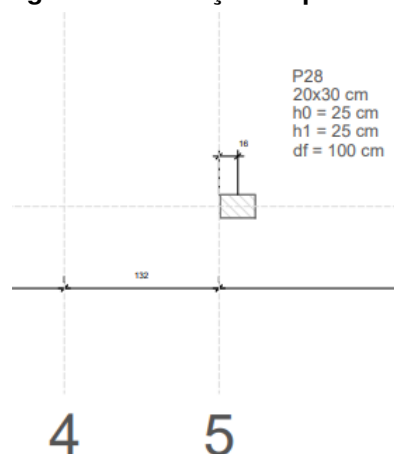
Figura 42 – Tabela de carga de pilares de residência térrea

Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Pilar							
						Mx Máximo (kgf.m)		My Máximo (kgf.m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)	
						Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	14x30	-7965.92	123.13	2.2	1.7	0	0	0	0	0.2	-0.3	0.5	0.0
P2	14x30	-7603.92	115.13	2.2	1.8	0	0	0	0	0.2	-0.1	0.8	0.0
P3	14x30	-7726.92	-206.87	2.1	1.9	0	0	0	0	0.3	0.0	0.1	0.0
P4	14x30	-7161.92	-271.87	3.4	3.2	0	0	0	0	0.5	0.0	0.3	0.0
P5	14x30	-6738.92	-280.12	2.5	2.2	0	0	0	0	0.2	-0.2	0.9	0.0
P6	14x30	-7973.92	-368.87	4.3	3.7	0	0	0	0	0.0	-0.3	0.0	-0.5
P7	14x30	-7602.73	-376.87	4.4	4.3	0	0	0	0	0.2	-0.4	0.0	-0.4
P8	14x30	-7283.92	-384.87	3.0	2.8	0	0	0	0	0.0	-0.3	0.4	0.0
P9	14x30	-7965.92	-801.86	2.4	2.1	0	0	0	0	0.1	-0.3	0.0	-0.3
P10	14x30	-7603.92	-793.86	2.5	2.4	0	0	0	0	0.3	-0.3	0.0	-0.6
P11	14x30	-7285.42	-801.87	3.0	2.8	0	0	0	0	0.1	-0.6	0.0	-0.5
P12	14x30	-6738.92	-793.87	3.4	3.3	0	0	0	0	0.3	0.0	0.1	-0.5
P13	14x30	-7973.92	-993.87	1.1	0.7	0	0	0	0	0.1	-0.2	0.1	0.0
P14	14x30	-7603.92	-993.87	1.3	1.1	0	0	0	0	0.2	-0.2	0.1	0.0
P15	14x30	-7293.92	-993.87	1.5	0.7	0	0	0	0	0.2	-0.2	0.3	0.0
P16	14x30	-7153.92	-993.91	3.4	2.3	0	0	0	0	0.1	-0.3	0.2	0.0
P17	14x30	-6593.92	-1009.87	3.0	2.7	0	0	0	-500	0.1	-0.2	0.2	0.0
P18	14x30	-7293.92	-1421.85	1.5	0.2	0	0	0	0	0.2	-0.1	0.1	-0.2
P19	14x30	-7153.92	-1421.85	2.4	1.2	0	0	0	0	0.2	-0.3	0.1	-0.1
P20	14x30	-6738.92	-1421.85	4.0	2.8	0	0	0	0	0.2	-0.3	0.0	-0.4
P21	14x30	-6593.92	-1413.85	2.5	1.2	0	0	0	0	0.2	-0.1	0.0	-0.5
P22	14x30	-7685.92	-1768.16	4.8	3.8	600	0	0	0	0.0	-0.2	0.0	-0.8
P23	18x30	-7285.92	-1770.16	7.7	5.7	1000	0	0	0	0.1	-0.2	0.0	-0.5
P24	14x30	-7153.92	-1776.16	10.2	7.7	0	-1400	0	0	0.2	-0.2	0.9	0.0
P25	14x30	-6738.92	-1776.16	9.2	6.9	1200	0	0	0	0.1	0.0	0.0	-0.4
P26	14x30	-6601.92	-1768.16	4.9	2.8	600	0	0	0	0.3	0.0	0.0	-0.6
P27	18x30	-7691.92	-2343.87	6.5	5.3	200	0	400	-500	0.4	-0.4	0.3	0.0
P28	20x30	-7145.92	-2348.86	15.6	13.0	0	0	0	0	0.1	-0.2	0.0	-0.2
P29	14x30	-6593.92	-2343.87	8.2	7.0	0	0	0	0	0.2	0.0	0.4	0.0

Fonte: Autoria própria (2023)

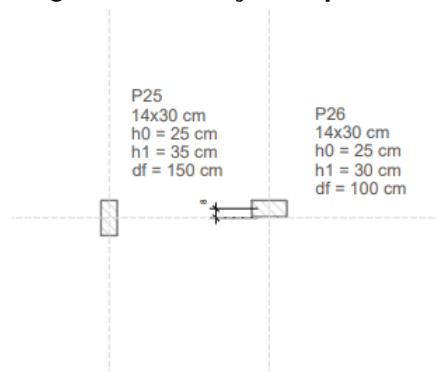
Para maior praticidade no dimensionamento, foram selecionados dois pilares para realização do exemplo. Primeiro escolheu-se o pilar P28 (Figura 43), devido a ser o pilar mais carregado de toda a estrutura, com 15,6 tonelada-força. Também foi escolhido o pilar P25 (Figura 44) devido ao seu posicionamento na planta e a proximidade com o pilar P21, pois mesmo o programa não realizar a análise de conflito geométrico entre as estruturas de fundação, é importante considerar isso na hora do desenvolvimento do projeto final, dependendo da solução de fundação escolhida.

Figura 43 – Locação do pilar P28



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 44 – Locação do pilar P25



Fonte: Autoria própria (2023)

4.1.2 Projeto de edifício de seis pavimentos

Se tratando de uma construção um pouco mais robusta, e com cargas mais altas, o segundo projeto, sendo um edifício residencial de seis pavimentos, trás particularidades bem diferentes quando comparada ao projeto número 1.

Para o programa ser funcional e ter versatilidade, é importante que ele possa auxiliar tanto em situações de cargas mais baixas, como no projeto número 1, quanto no segundo caso, onde o edifício possui pilares bem mais carregados, atingido cargas de até 1450 kN ou 145 tonelada-força.

O projeto constitui-se de 22 pilares, sendo eles todos retangulares e com dimensões bem mais variadas do que o primeiro caso, sendo elas: 19x65, 110x19, 20x40, 20x90, 20x140, 20x160 e 20x285 centímetros. A tabela de cargas e dimensões de cada pilar pode ser vista na Figura 45.

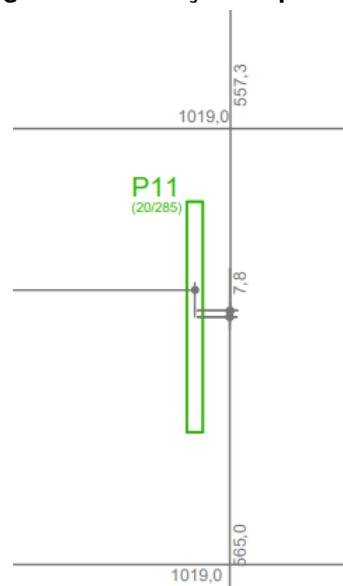
Figura 45 – Tabela de cargas dos pilares de edifício de seis pavimentos

Pilar	Seção	Carga (kN)
P1	19x65	500
P2	110x19	780
P3	20x40	400
P4	20x40	400
P5	110x19	780
P6	19x65	500
P7	19x65	500
P8	20x285	1450
P9	20x140	960
P10	20x140	960
P11	20x285	1450
P12	19x65	500
P13	19x65	500
P14	20x160	1050
P15	20x160	1050
P16	19x65	500
P17	19x65	500
P18	110x19	780
P19	20x90	600
P20	20x90	600
P21	110x19	780
P22	19x65	500

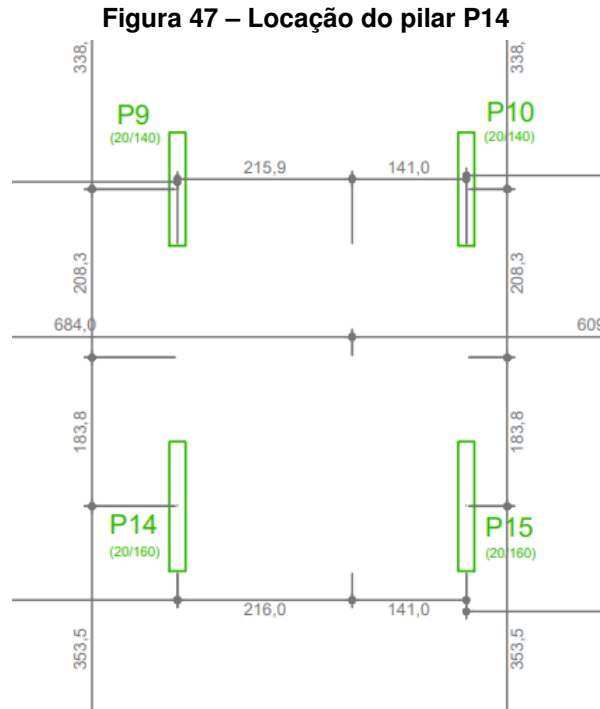
Fonte: Autoria própria (2023)

Do mesmo modo que no projeto 1, foram escolhidos dois pilares para o dimensionamento. Primeiramente foi selecionado o pilar P11 (Figura 46), por se tratar do pilar mais carregado da estrutura. Também foi selecionado o pilar P14, devido à sua localização, visto que está localizado ao centro da obra, perto de pilares com cargas bem semelhantes, como P9, P10 e P15, o que pode gerar um possível conflito geométrico futuramente (Figura 47).

Figura 46 – Localização do pilar P11



Fonte: Autoria própria (2023)



Fonte: Autoria própria (2023)

É importante enfatizar que o programa não realiza a análise de conflito geométrico e também não entra nos objetivos desse exemplo, porém, é importante levar isso em consideração na hora do pré-dimensionamento dos pilares, pois dependendo da sua solução de fundação, se isso não for levado em conta, pode ocasionar problemas, como a interferência de uma fundação em outra.

4.2 Apresentação dos perfis de solo

Visando o potencial de dimensionamento da planilha e sua versatilidade, foram selecionados dois perfis de sondagem SPT, realizados na cidade de Pato Branco - PR, onde o endereço não será identificado, os quais possuem características bem distintas entre eles, gerando uma análise diferente para cada caso.

4.2.1 Perfil de solo Nº 1

No primeiro perfil de sondagem SPT, foi constante um solo argilo siltoso, com variação de coloração a partir dos 5 metros de profundidade. Foi encontrando também o nível d'água aos 7 metros de profundidade. É possível observar a classificação do solo e a indicação do N.A. na Figura 48.

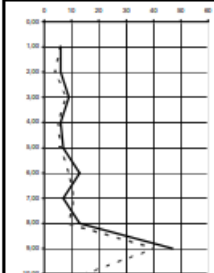
Figura 48 – Classificação do solo e N.A.

Classificação da Camada	Nível de água
ARGILA POUCO SILTOSA MARROM	
ARGILA POUCO SILTOSA MARROM - MÉDIA	
ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - MÉDIA	
ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - MÉDIA	7,00 m
ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
5/0 - ARGILA SILTOSA CORES VAREGADAS COM CONCREÇÕES	

Fonte: Autoria própria (2023)

O solo apresentou uma resistência com poucas variações entre as camadas, sendo em sua maioria classificada como média. A sondagem foi finalizada ao encontrar o impenetrável aos 10,03 metros de profundidade. Os valores de resistência N_{spt} podem ser observados na Figura 49.

Figura 49 – Valores de N_{spt} da sondagem 1

Resistência a penetração	Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)		
		Núm. de golpes / cm		
Amostrador tipo Terzagui & Peck		15	15	15
Número de golpes				
	1,00	3	3	3
	2,00	2	2	4
	3,00	4	4	5
	4,00	2	3	3
	5,00	3	3	4
	6,00	4	5	8
	7,00	7	4	3
	8,00	4	5	8
	9,00	18	22	25
	10,03	15 / 3		

Fonte: Autoria própria (2023)

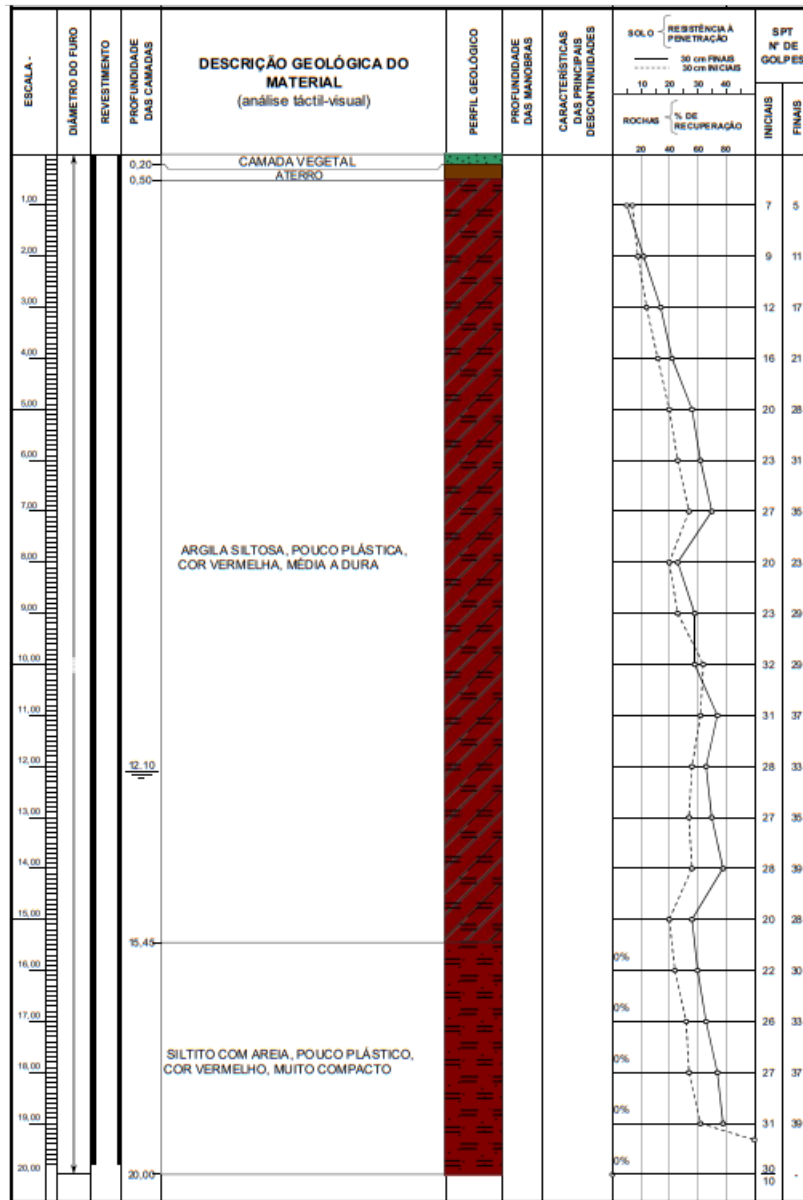
4.2.2 Perfil de solo N° 2

No segundo perfil de sondagem SPT temos uma situação um pouco diferente, a princípio, apresenta até os 15,45 metros de profundidade apresenta uma argila siltosa avermelhada. Porém, a partir disso, o solo muda para um siltito arenoso até os 20 metros de profundidade, onde a sondagem finaliza com o impenetrável.

O solo analisado apresentou uma boa resistência nas camadas, e o nível d'água aos 12,10 metros de profundidade.

A classificação dos solos e a resistência das camadas podem ser observados na Figura 50. Para visualização da sondagem completa deve-se consultar o anexo.

Figura 50 – Valores de N_{spt} e classificação das camadas da sondagem 2



Fonte: Autoria própria (2023)

4.3 Dimensionamento das fundações pela planilha

Após seleção dos projetos e perfis de sondagem, foi iniciado o dimensionamento das fundações dos mesmos. Para isso, e para poder observar o programa funcionando em situações diferentes, foram realizados 4 casos de dimensionamentos. Para cada planta de carga, foi realizado o dimensionamento para os dois perfis de sondagem SPT, gerando resultados e soluções diferentes para um mesmo projeto quando o solo alterava suas particularidades.

4.3.1 Projeto de residência térrea

Para a realização do dimensionamento das fundações para a residência térrea, foram utilizados os pilares P28 e P25, como já dito anteriormente. Durante a elaboração de um projeto de fundações, é importante levar em consideração não só apenas a solução obtida pelos métodos de dimensionamento, mas tudo que envolve a execução da mesma, como equipamentos disponíveis, possíveis escavações, custos de materiais, mão de obra e construções vizinhas. Os resultados apresentados pela planilha, a partir das análises de sondagem e sugestões de fundações, são somente ligadas as características do solo e valores de N_{spt} , portanto, para a elaboração do projeto final de fundações, é necessário uma avaliação mais aprofundada.

4.3.1.1 Perfil de solo N° 1

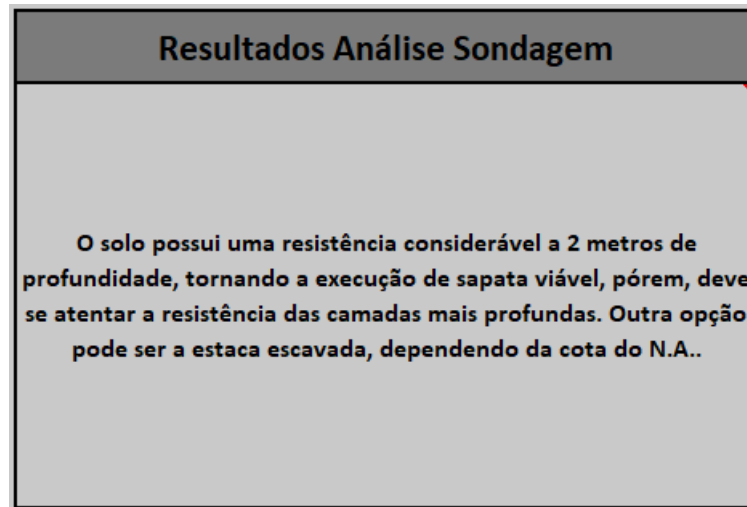
Para o início do dimensionamento das fundações dos pilares P28 e P25 da residência térrea, começou-se inserindo os dados da sondagem SPT no programa, sendo eles os valores de N_{spt} , tipo de solo e cota do N.A. (Figura 51). Após isso, foi possível obter o resultado da análise de sondagem feita pelo programa, a partir das referências de (REBELLO, 2008) (Figura 52).

Figura 51 – Inserção de dados da sondagem 1

SONDAGEM			
Cota do N.A. (m):			7
Prof. (m)	N_{spt}	Tipo de Solo	
0		Argila siltosa	
1	6	Argila siltosa	
2	6	Argila siltosa	
3	9	Argila siltosa	
4	6	Argila siltosa	
5	7	Argila siltosa	
6	13	Argila siltosa	
7	7	Argila siltosa	
8	13	Argila siltosa	
9	47	Argila siltosa	

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 52 – Resultado da análise de sondagem 1 pelo programa



Fonte: Autoria própria (2023)

Como resultado da análise, podem-se observar que o programa recomenda que escolha das solução das fundações em sapatas pode ser uma escolha viável. Isso ocorre porque até 3 metros de profundidade temos um N_{spt} com valor que, de acordo com (REBELLO, 2008), é suficiente para que uma fundação em sapata seja uma escolha interessante.

Além disso, o programa menciona que soluções em estacas escavadas também podem ser interessantes para o solo analisado.

A princípio, foi escolhido uma solução em sapatas para analisar a solução dimensionada pelo programa. Começando pela inserção de dados dos pilares (Figuras 53 e 54) e definição da cota de assentamento da sapata (1 metro), foi possível fornecer todas as informações necessárias para o programa dimensionar as sapatas.

Figura 53 – Inserção dos dados do pilar P28 para dimensionamento de sapata

Dados Iniciais	
Pilar:	P28
Carga (tf):	15,6
Dimensões	
a_p :	30
b_p :	20
Cota de Assentamento (m):	1

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 54 – Inserção dos dados do pilar P25 para dimensionamento de sapata

Dados Iniciais	
Pilar:	P25
Carga (tf):	9,2
Dimensões	
a _p :	30
b _p :	14
Cota de Assentamento (m):	1

Fonte: Autoria própria (2023)

Automaticamente, o programa também disponibilizou o dimensionado das fundações para cada um dos pilares, que pode ser vistas nas Figuras 55 e 56.

Figura 55 – Dimensionamento de sapata para P28

Tensão Admissível
σ_a (kgf/cm ²) = 1,36
Dimensionamento Geométrico
Área da Sapata (cm ²)
A = 12618
Dimensões da Sapata (cm)
B (cm) = 110
A (cm) = 120

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 56 – Dimensionamento de sapata para P25

Tensão Admissível
σ_a (kgf/cm ²) = 1,36
Dimensionamento Geométrico
Área da Sapata (cm ²)
A = 7441
Dimensões da Sapata (cm)
B (cm) = 80
A (cm) = 100

Fonte: Autoria própria (2023)

Pode-se observar que as soluções entregues pelo programa foram de uma sapata de 110x120 centímetros para o P28 e 80x100 centímetros para o P25, soluções que são coerentes com os dados fornecidos para o dimensionamento.

Também foi realizado uma análise para a solução das fundações em estacas escavadas, partindo-se da inserção dos dados do pilar P28 e definição no programa para solução em estaca escavada. Também foi selecionado que o programa dimensionasse a estaca escavada com um diâmetro de 30 centímetros, que é bem usual e facilmente encontrado no mercado. Os dados inseridos podem ser observados na Figura 57.

Figura 57 – Dados inseridos para P28 no dimensionamento de estacas

Pilar:	P28	Diâmetro da estaca (cm):	30
Tipo de Estaca:	Escavada	Carga do Pilar (kN):	156
F1:	3,00	Coef. Segurança:	2
F2:	6,00	Resistência da estaca (kN):	360

Fonte: Autoria própria (2023)

Como o programa, para o dimensionando de estacas, possibilita a escolha da profundidade pelo usuário, foi definido a profundidade onde era necessário o menor número de estacas para receber a carga oriunda do pilar. Nesse processo, foi obtido uma solução de 4 estacas escavadas com 6 metros de profundidade (Figura 58).

Figura 58 – Solução em estacas para o pilar P28

Cota do N.A. (m):		Método Aoki-Velloso		R adotado (kN)
Prof. (m)	N _{opt}	Composição da Camada	R/FS (kN)	
0	0	Argila siltosa	0,00	0,00
1	6	Argila siltosa	5,18	5,18
2	6	Argila siltosa	10,37	10,37
3	9	Argila siltosa	18,14	18,14
4	6	Argila siltosa	23,33	23,33
5	7	Argila siltosa	29,37	29,37
6	13	Argila siltosa	40,61	40,61
7	7	Argila siltosa	46,65	46,65
8	13	Argila siltosa	57,88	57,88

Dimensionamento para ELU

Profundidade limitada por Nlim: 9 metros

Possível solução: 4 estaca(s) com 6 metro(s) de profundidade

Profundidade determinada é inferior a profundidade limite.

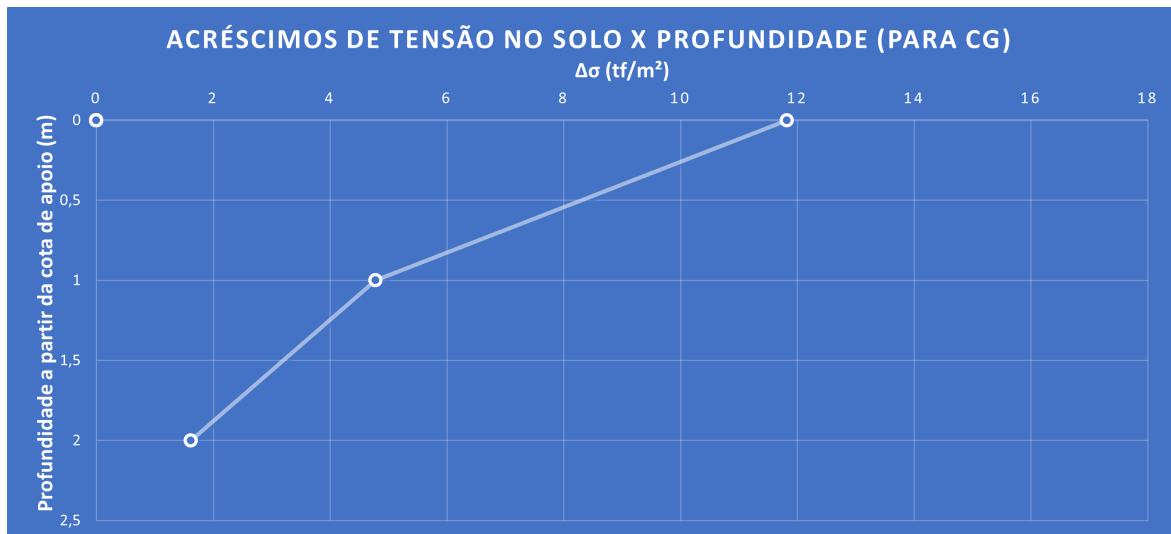
Fonte: Autoria própria (2023)

Para uma casa térrea e com pouca carga, o custo de realização de 4 estacas para um único pilar pode ser um pouco elevado, principalmente considerando o consumo de concreto, ao se comparar com a sapata. A solução em estacas foi realizada apenas para o pilar P28 pois, ao observar que a solução em estacas não era muito atrativa, optou-se para uma solução igual para todos os pilares das fundações, sem utilizar-se de soluções mistas.

A princípio, pelo dimensionamento do programa, pode-se observar que a solução em sapatas aparenta ser mais atraente, porém, para a definição final da mesma, deve-se levar em conta todas as variáveis existentes.

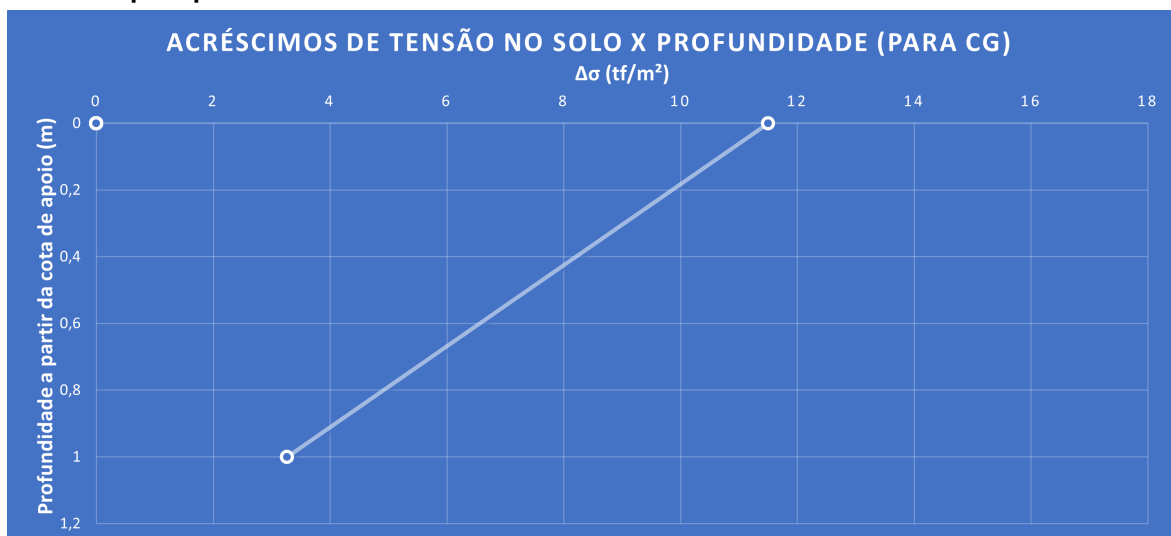
Ao final do dimensionamento, como a solução escolhida foi a de sapatas, o programa também gerou o relatório final, igual ao apresentados nos anexos, e gerou o gráfico dos acréscimos de tensões no solo. Nas Figuras 59 e 60 podemos observar os gráficos de tensão no solo, considerando o centro de gravidade das sapatas dimensionadas para os pilares P28 e P25.

Figura 59 – Acréscimos de tensões no solo para centro de gravidade de sapata dimensionada para pilar P28



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 60 – Acréscimos de tensões no solo para centro de gravidade de sapata dimensionada para pilar P25



Fonte: Autoria própria (2023)

4.3.1.2 Perfil de solo N° 2

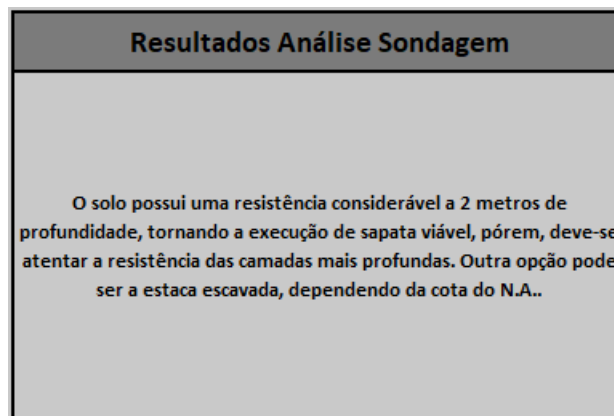
Para o segundo perfil de sondagem, prosseguiu-se do mesmo modo, iniciando o programa com a inserção dos dados de sondagem (Figura 61) e obtendo o resultado da análise de sondagem (Figura 62).

Figura 61 – Inserção de dados da sondagem 2

SONDAGEM			
Cota do N.A. (m):			12
COTA DO N.A.	Prof. (m)	N _{spt}	Tipo de Solo
	0	0	Argila siltosa
	1	5	Argila siltosa
	2	11	Argila siltosa
	3	17	Argila siltosa
	4	21	Argila siltosa
	5	28	Argila siltosa
	6	31	Argila siltosa
	7	35	Argila siltosa
	8	23	Argila siltosa
	9	29	Argila siltosa
	10	37	Argila siltosa
	11	33	Argila siltosa
	12	35	Argila siltosa
	13	39	Argila siltosa
	14	28	Argila siltosa
	15	30	Argila siltosa
	16	33	Silte arenoso
	17	37	Silte arenoso
18	39	Silte arenoso	
19	30	Silte arenoso	

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 62 – Resultado da análise de sondagem 2 pelo programa



Fonte: Autoria própria (2023)

Como pode-se notar, o resultado da análise de sondagem acabou sendo o mesmo da sondagem anterior, isto ocorreu porque os parâmetros analisados pelo programa são principalmente a existência de água nos primeiros metros e a resistência das camadas iniciais.

Mesmo com a semelhança da análise e a princípio a sugestão de uma mesma solução em fundação percebe-se que, a partir dos valores de N_{spt} , temos camadas de solo com resistência bem superior, podendo criar cenários diferentes na hora do dimensionando.

Iniciando com o dimensionando para sapatas para os pilares P28 e P25, inseri-se os mesmos dados apresentados nas Figuras 53 e 54, alterando apenas a cota de assentamento para 2 metros de profundidade, alcançando uma camada com resistência bem superior.

Após a realização do dimensionando, o programa apresentou um dimensionando com sapatas muito menores as dimensionadas para o perfil de sondagem número 1, dimensionando para o pilar P28 uma sapata com 60x70 centímetros (Figura 63), e para o P25 45x65 centímetros (Figura 64).

Figura 63 – Dimensionamento de sapata para P28

Tensão Admissível	
σ_s (kgf/cm ²) =	4,32
Dimensionamento Geométrico	
Área da Sapata (cm ²)	
A =	3972
Dimensões da Sapata (cm)	
B (cm) =	60
A (cm) =	70

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 64 – Dimensionamento de sapata para P25

Tensão Admissível	
σ_s (kgf/cm ²) =	4,32
Dimensionamento Geométrico	
Área da Sapata (cm ²)	
A =	2343
Dimensões da Sapata (cm)	
B (cm) =	45
A (cm) =	65

Fonte: Autoria própria (2023)

Como a norma (ABNT NBR 6122, 2019) define como sapata apenas as estruturas com dimensões mínimas de 60 centímetros, as opções seriam adotar a dimensão mínima para a fundação do pilar P25 ou dimensionar a mesma como um bloco de fundação.

Realizando o mesmo dimensionamento agora para estacas, partimos dos mesmos dados inseridos para o pilar P28 e P25, considerando estacas escavadas e diâmetro de 30 centímetros, como já apresentado na Figura 57. Como o solo em questão apresenta uma resistência maior, tem-se que, para o pilar P28 e considerando a mesma profundidade escolhida anterior-

mente de 6 metros, uma solução muito mais plausível a ser executada, sendo 2 estacas com 6 metros de profundidade (Figura 65).

Figura 65 – Dimensionamento de estaca para P28

Cota do N.A. (m): 12			Método Aoki-Velloso	
Prof. (m)	N _{opt}	Composição da Camada	R/FS (kN)	R adotado (kN)
0	0	Argila siltosa	0,00	0,00
1	5	Argila siltosa	4,32	4,32
2	11	Argila siltosa	13,82	13,82
3	17	Argila siltosa	28,51	28,51
4	21	Argila siltosa	46,65	46,65
5	28	Argila siltosa	70,84	70,84
6	31	Argila siltosa	97,62	97,62

Dimensionamento para ELU

Profundidade limitada por Nlim: 7 metros

Possível solução: 2 estaca(s) com 6 metro(s) de profundidade

Profundidade determinada é inferior a profundidade limite

Fonte: Autoria própria (2023)

Já para o pilar P25, obteve-se um dimensionando de 1 estaca de 6 metros como solução (Figura 66).

Figura 66 – Dimensionamento de estaca para P25

Cota do N.A. (m): 12			Método Aoki-Velloso	
Prof. (m)	N _{opt}	Composição da Camada	R/FS (kN)	R adotado (kN)
0	0	Argila siltosa	0,00	0,00
1	5	Argila siltosa	4,32	4,32
2	11	Argila siltosa	13,82	13,82
3	17	Argila siltosa	28,51	28,51
4	21	Argila siltosa	46,65	46,65
5	28	Argila siltosa	70,84	70,84
6	31	Argila siltosa	97,62	97,62

Dimensionamento para ELU

Profundidade limitada por Nlim: 7 metros

Possível solução: 1 estaca(s) com 6 metro(s) de profundidade

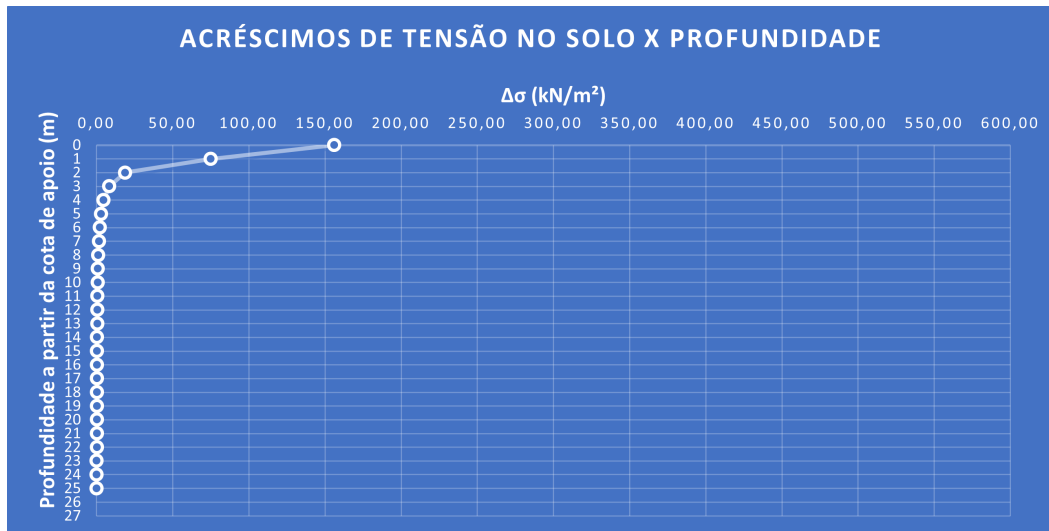
Profundidade determinada é inferior a profundidade limite

Fonte: Autoria própria (2023)

Como pode-se observar, é possível que o programa entregue duas soluções adequadas e viáveis de serem executadas levando em conta o mesmo tipo de solo. Portanto, isso reforça a ideia de que uma análise mais profunda de viabilidade deve ser realizada para desenvolvimento final do projeto.

Para obter resultados diferentes de acréscimos de tensões, no segundo caso foi selecionado como solução as estacas escavadas, obtendo o relatório final, igual apresentado nos anexos, e os gráficos de acréscimos de tensões no solo das estacas para os pilares P28 e P25 (Figuras 67 e 68).

Figura 67 – Acréscimos de tensões no solo para estacas do pilar P28



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 68 – Acréscimos de tensões no solo estacas do pilar P25



Fonte: Autoria própria (2023)

4.3.2 Projeto de edifício de 6 pavimentos

No dimensionando das fundações do edifício de 6 pavimentos foram utilizados, como já mencionado, os pilares P11 e P14. Se tratando de uma construção maior e mais robusta do que o projeto analisado anteriormente, é necessário fundações maiores e/ou solos mais resistentes para suportar as cargas oriundas da estrutura.

4.3.2.1 Perfil de solo N^o 1

Iniciado o dimensionando dos pilares P11 e P14 para o perfil de sondagem número 1, partimos da inserção dos dados de sondagem no programa. Como as sondagens são as mes-

mas utilizadas para os dois projetos, os dados inseridos e o resultado da análise de sondagem são os mesmos apresentados nas Figuras 51 e 52.

Por ser um projeto com um carregamento mais acentuado, e o perfil de sondagem ter camadas superficiais com resistências não muito altas, foi decidido realizar o dimensionamento em tubulão e estaca hélice contínua. Pode-se ver que a escolha não acaba seguindo a recomendação inicial da análise de sondagem, porém, é importante para visualização de que a análise de sondagem é apenas uma sugestão, podendo-se obter soluções satisfatórias escolhendo métodos que não foram mencionados em determinados casos.

Iniciando então o dimensionando das fundações para tubulões, começando inserindo os dados dos pilares P11 e P14, Fck do concreto a ser utilizado e cota de assentando, que foi definida a 5 metros de profundidade, para atingir uma camada com maior resistência. Os dados inseridos podem ser observados na Figura 69 e 70.

Figura 69 – Inserção dos dados do pilar P11 para dimensionamento de tubulão

Dados Iniciais			
Pilar:	P11	Carga (tf):	145
		fck (MPa):	35
Dimensões			
a _p :	285	b _p :	20
Cota de Assentamento (m):			5

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 70 – Inserção dos dados do pilar 14 para dimensionamento de tubulão

Dados Iniciais			
Pilar:	P14	Carga (tf):	105
		fck (MPa):	35
Dimensões			
a _p :	160	b _p :	20
Cota de Assentamento (m):			5

Fonte: Autoria própria (2023)

Após inserção dos dados, foi realizado o dimensionando pelo programa, obtendo como resultado, para o pilar 11 uma base de 235 centímetros e para o pilar 14 uma base de 200 centímetros. Ambos os tubulões foram dimensionados com o diâmetro mínimo de fuste de 90 centímetros. O resultado dos dimensionamentos podem ser visualizados nas Figuras 71 e 72.

Figura 71 – Dimensionamento de tubulão para pilar P11

Dimensionamento Geométrico	
Diâmetro mínimo do fuste	
D_f (cm) =	90,00
Diâmetro da base	
D_b (cm) =	235

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 72 – Dimensionamento de Tubulão para pilar P14

Dimensionamento Geométrico	
Diâmetro mínimo do fuste	
D_f (cm) =	90,00
Diâmetro da base	
D_b (cm) =	200

Fonte: Autoria própria (2023)

Prosseguindo agora para o dimensionando das fundações dos pilares em estaca hélice contínua, tem-se primeiro a inserção dos dados dos pilares P11 e P14 (Figuras 73 e 74), considerando um diâmetro de execução de 50 centímetros, maior apresentado na literatura de (CINTRA; AOKI, 2010).

Figura 73 – Inserção dos dados do pilar P11 para dimensionamento de estacas

Pilar:	P11	Diâmetro da estaca (cm):	50
Tipo de Estaca:	Hélice contínua	Carga do Pilar (kN):	1450
F1:	2,00	Coef. Segurança:	2
F2:	4,00	Resistência da estaca (kN):	1250

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 74 – Inserção dos dados do pilar 14 para dimensionamento de estacas

Pilar:	P14	Diâmetro da estaca (cm):	50
Tipo de Estaca:	Hélice contínua	Carga do Pilar (kN):	1050
F1:	2,00	Coef. Segurança:	2
F2:	4,00	Resistência da estaca (kN):	1250

Fonte: Autoria própria (2023)

Após a inserção dos dados, se prosseguiu para o dimensionando, onde foi escolhido a maior profundidade possível, obtendo soluções para o pilar P11 de 6 estacas com 9 metros de profundidade (Figura 75) e para o pilar P14 5 estacas com 9 metros de profundidade (Figura 76).

Figura 75 – Dimensionamento de estacas para pilar P11

Cota do N.A. (m):		Método Aoki-Velloso		R adotado (kN)
Prof. (m)	N _{spt}	Composição da Camada	R/FS (kN)	
0	0	Argila siltosa	0,00	0,00
1	6	Argila siltosa	12,96	12,96
2	6	Argila siltosa	25,92	25,92
3	9	Argila siltosa	45,36	45,36
4	6	Argila siltosa	58,32	58,32
5	7	Argila siltosa	73,43	73,43
6	13	Argila siltosa	101,51	101,51
7	7	Argila siltosa	116,63	116,63
8	13	Argila siltosa	144,71	144,71
9	47	Argila siltosa	246,22	246,22

Dimensionamento para ELU

Profundidade limitada por Nlim: 9 metros

Possível solução: 6 estaca(s) com 9 metro(s) de profundidade

Profundidade determinada é inferior a profundidade limite

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 76 – Dimensionamento de estacas para pilar P14

Cota do N.A. (m):		Método Aoki-Velloso		R adotado (kN)
Prof. (m)	N _{spt}	Composição da Camada	R/FS (kN)	
0	0	Argila siltosa	0,00	0,00
1	6	Argila siltosa	12,96	12,96
2	6	Argila siltosa	25,92	25,92
3	9	Argila siltosa	45,36	45,36
4	6	Argila siltosa	58,32	58,32
5	7	Argila siltosa	73,43	73,43
6	13	Argila siltosa	101,51	101,51
7	7	Argila siltosa	116,63	116,63
8	13	Argila siltosa	144,71	144,71
9	47	Argila siltosa	246,22	246,22

Dimensionamento para ELU

Profundidade limitada por Nlim: 9 metros

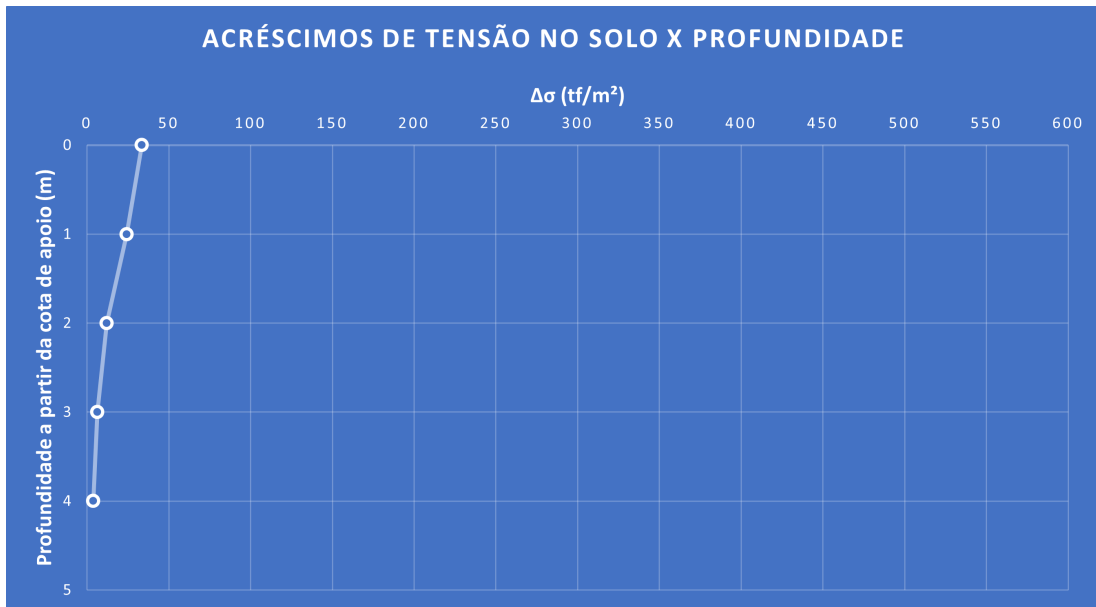
Possível solução: 5 estaca(s) com 9 metro(s) de profundidade

Profundidade determinada é inferior a profundidade limite

Fonte: Autoria própria (2023)

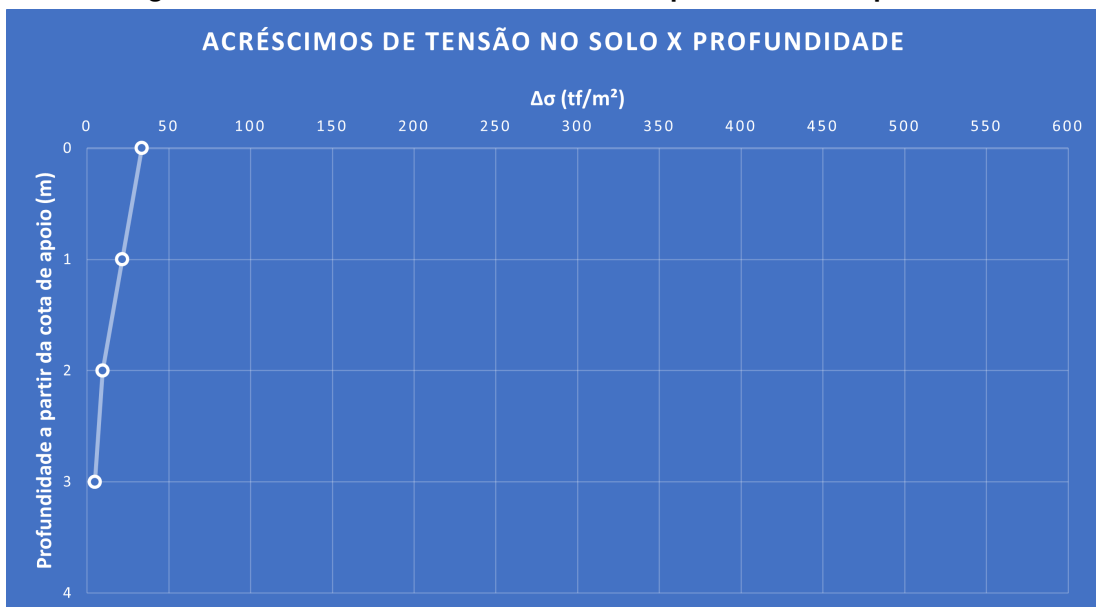
Devido a quantia de estacas necessárias para solucionar as fundações dos pilares em hélice contínua, e levando em conta que o pilar P14 possui pilares bem próximos, com cargas praticamente iguais, poderia ocasionar um conflito geométrico relevante, foi optado por prosseguir com o dimensionando em tubulão, gerando os relatórios finais conforme o anexo e gerando os gráficos de acréscimos de tensão no solo (Figuras 77 e 78).

Figura 77 – Acréscimos de tensões no solo para tubulão do pilar P11



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 78 – Acréscimos de tensões no solo para tubulão do pilar P14



Fonte: Autoria própria (2023)

4.3.2.2 Perfil de solo N^o 2

Realizando o dimensionando das fundações dos pilares P11 e P14 do edifício de 6 pavimentos para o segundo perfil de sondagem, tem-se a inserção dos dados de sondagem e análise do resultado de sondagem como pontos de partida, ambos já apresentados nas Figuras 61 e 62.

Inicia-se então o dimensionando para fundações em estacas escavadas, inserindo os dados dos pilares na tabela, e escolhendo o diâmetro das estacas de 50 centímetros, maior

apresentando na literatura de (CINTRA; AOKI, 2010). Os dados inseridos para os pilares P11 e P14 podem ser vistos nas Figuras 79 e 80, respectivamente.

Figura 79 – Inserção dos dados do pilar P11 para dimensionamento de estacas

Pilar:	P11	Diâmetro da estaca (cm):	50
Tipo de Estaca:	Escavada	Carga do Pilar (kN):	1450
F1:	3,00	Coef. Segurança:	2
F2:	6,00	Resistência da estaca (kN):	1000

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 80 – Inserção dos dados do pilar 14 para dimensionamento de estacas

Pilar:	P14	Diâmetro da estaca (cm):	50
Tipo de Estaca:	Escavada	Carga do Pilar (kN):	1050
F1:	3,00	Coef. Segurança:	2
F2:	6,00	Resistência da estaca (kN):	1000

Fonte: Autoria própria (2023)

Após a inserção dos dados, foi realizado o dimensionamento, optando por utilizar a maior profundidade disponível, devido as restrições de impostas pelo programa, gerando resultados para o pilar P11 de 7 estacas com 7 metros de profundidade (Figura 81) e para o pilar P14 de 5 estacas com 7 metros de profundidade (Figura 82).

Figura 81 – Dimensionamento de estacas para pilar P11

Cota do N.A. (m): 12			Método Aoki-Velloso	
Prof. (m)	N _{opt}	Composição da Camada	R/FS (kN)	R adotado (kN)
0	0	Argila siltosa	0,00	0,00
1	5	Argila siltosa	7,20	7,20
2	11	Argila siltosa	23,04	23,04
3	17	Argila siltosa	47,52	47,52
4	21	Argila siltosa	77,75	77,75
5	28	Argila siltosa	118,07	118,07
6	31	Argila siltosa	162,71	162,71
7	35	Argila siltosa	213,10	213,10

Dimensionamento para ELU

Profundidade limitada por Nlim: 7 metros

Possível solução: 7 estaca(s) com 7 metro(s) de profundidade

Profundidade determinada é inferior a profundidade limite

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 82 – Dimensionamento de estacas para pilar P14

Cota do N.A. (m): 12			Método Aoki-Velloso	
Prof. (m)	N _{opt}	Composição da Camada	R/FS (kN)	R adotado (kN)
0	0	Argila siltosa	0,00	0,00
1	5	Argila siltosa	7,20	7,20
2	11	Argila siltosa	23,04	23,04
3	17	Argila siltosa	47,52	47,52
4	21	Argila siltosa	77,75	77,75
5	28	Argila siltosa	118,07	118,07
6	31	Argila siltosa	162,71	162,71
7	35	Argila siltosa	213,10	213,10

Dimensionamento para ELU

Profundidade limitada por Nlim: 7 metros

Possível solução: 5 estaca(s) com 7 metro(s) de profundidade

Profundidade determinada é inferior a profundidade limite

Fonte: Autoria própria (2023)

Para uma segunda opção, verificou-se também o dimensionamento para fundações do tipo sapata, partindo-se da inserção dos dados dos pilares e cota de assentamento de 2 metros de profundidade. Os dados inseridos para os pilares P11 e P14 no dimensionamento de sapatas podem ser visualizados nas Figuras 83 e 84.

Figura 83 – Inserção dos dados do pilar P11 para dimensionamento de sapatas

Dados Iniciais	
Pilar:	P11
Carga (tf):	145
Dimensões	
a_p :	285
b_p :	20
Cota de Assentamento (m):	2

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 84 – Inserção dos dados do pilar 14 para dimensionamento de sapatas

Dados Iniciais	
Pilar:	P14
Carga (tf):	105
Dimensões	
a_p :	160
b_p :	20
Cota de Assentamento (m):	2

Fonte: Autoria própria (2023)

Depois da inserção dos dados, foi possível obter o dimensionamento das sapatas, sendo que para o pilar P11 foi obtido uma sapata de dimensões 105x370 centímetros (Figura 85) e para o pilar P14 uma sapata com dimensões de 110x250 centímetros (Figura 86).

Figura 85 – Dimensionamento de sapata para pilar P11

Dimensionamento Geométrico	
Área da Sapata (cm ²)	
A =	36921
Dimensões da Sapata (cm)	
B (cm) =	105
A (cm) =	370

Fonte: Autoria própria (2023)

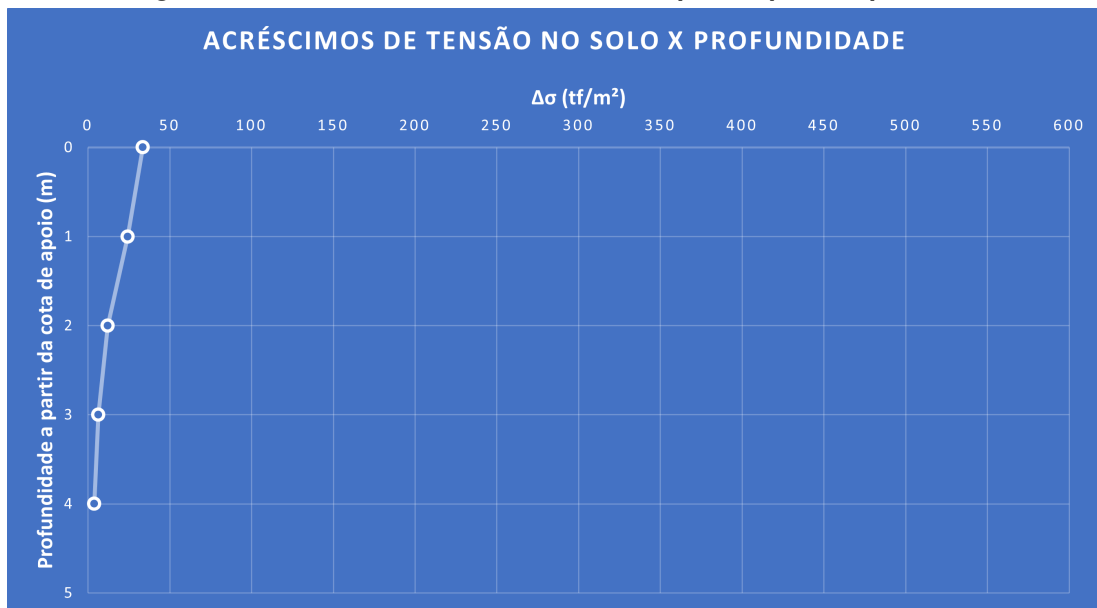
Figura 86 – Dimensionamento de sapata para pilar P14

Dimensionamento Geométrico	
Área da Sapata (cm ²)	
A =	26736
Dimensões da Sapata (cm)	
B (cm) =	110
A (cm) =	250

Fonte: Autoria própria (2023)

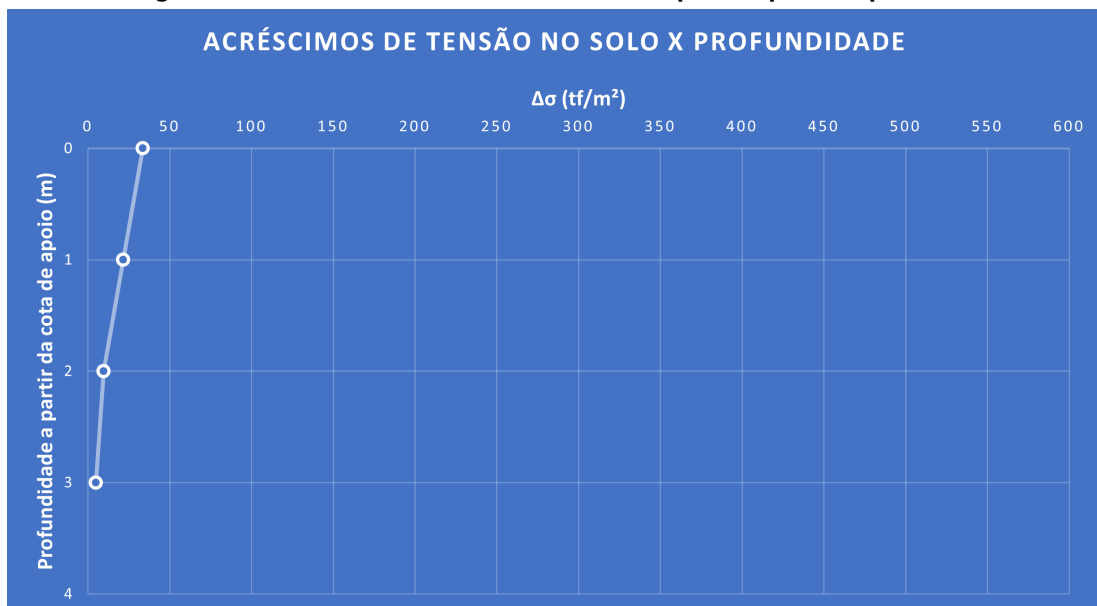
Finalizando a realização dos dimensionamentos e análise dos mesmos, optou-se por prosseguir com o dimensionamento em sapatas, gerando os relatórios finais, conforme já mencionado anteriormente e modelos apresentados nos anexos, e a geração do gráficos de acréscimos de tensões no solo, levando em conta o centro de gravidade das sapatas, dos pilares P11 e P14 (Figuras 87 e 88)

Figura 87 – Acréscimos de tensões no solo para sapata do pilar P11



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 88 – Acréscimos de tensões no solo para sapata do pilar P14



Fonte: Autoria própria (2023)

5 CONCLUSÕES

O desenvolvimento computacional de um programa de análise de sondagem, dimensionamento de fundações e geração gráfico dos acréscimos de tensão no solo, pode vir a ser de grande valia para a engenharia de fundações, principalmente no meio acadêmico e engenheiros recém-formados. O fato do programa ser desenvolvido no programa *Microsoft Excel* possibilita um acesso fácil, sem necessidade de equipamentos sofisticados ou de investimentos financeiros, entregando ao usuário uma análise inicial que pode servir de norte para um dimensionamento mais detalhado.

A possibilidade de uma análise de sondagem prévia, com dimensionamento das fundações para pilares específicos e visualização do comportamento das tensões no solo são ferramentas que auxiliarão o usuário a compreender melhor a situação enfrentada.

O programa faz uso das metodologias de autores consagrados no âmbito geotécnico, utilizando métodos de dimensionamento bem difundidos e relevantes, garantindo seriedade ao dimensionamento realizado, além da geração rápida de relatórios em *pdf* que ajudam ao usuário armazenar os resultados obtidos no programa.

Mesmo sendo uma ferramenta extremamente fácil e versátil, o *Microsoft Excel* possui algumas limitações que acabam prejudicando o desenvolvimento de cálculos muito complexos. Além de que, se muito sobrecarregado com informações, pode se tornar lento durante sua execução.

Em geral, o programa apresentou resultados satisfatórios, funcionando corretamente, sem travamentos ou erros, e entregando os resultados prometidos. Ele também é de fácil entendimento, facilitando a utilização pelo usuário final.

Como sugestão para trabalhos futuros, existe a possibilidade da ampliação do programa para a realização do dimensionamento para mais tipos de estacas, como pré-moldadas, aumentando a gama de possibilidades ao usuário e também considerando as cargas de momento nos pilares. Pode-se também ampliar os fatores de análise de sondagem, para que, além de analisar os fatores de nível d'água e N_{spt} , possa analisar fatores muito relevantes como: equipamentos disponíveis, construções vizinhas, presença de rocha no solo e cálculo de custos.

Outra ampliação muito válida seria à inserção do dimensionamento das fundações para Estado Limite de Serviço, que pode ajudar ao usuário ainda mais à entender a situação enfrentada e tomar decisões seguras e coerentes.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6122. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. 3. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2019. ISBN 978-85-07-08283-5.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. D. **Engenharia de Fundações**. Barueri: Grupo GEN, 2020. ISBN 978-85-216-3697-7. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521636977/>.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Edgar Blücher Ltda., 2010. ISBN 978-85-212-0537-1.
- AZEREDO, H. A. d. **O Edifício até a sua Cobertura**. 2. ed. São Paulo: Editora Edgar Blücher LTDA., 1997.
- BARROS, M. **Fundações**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1996. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5075536/mod_resource/content/1/TT-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf.
- BARROS, M. R. S. d.; TORRES, R. T. d. C. **Fundações. Anais do Congresso de Ensino, Pesquisa e Extensão da UEG**, v. 4, n. 4, 2017. ISSN 2447-8687. Disponível em: <https://www.anais.ueg.br/index.php/cepe/article/view/10644>.
- BOTELHO, M. H. C.; CARVALHO, L. F. M. **4 EDIFICIOS X 5 LOCAIS DE IMPLANTACAO = 20 SOLUCOES DE FUNDACOES**. 2a edição. ed. S.I.: BLUCHER, 2015. OCLC: 1269055170. ISBN 978-85-212-0818-1. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521208181/>.
- BRITO, J. L. W. d. **Fundações do Edifício**. São Paulo: EPUSP, 1987. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5075536/mod_resource/content/1/TT-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: Projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. ISBN 978-85-7975-004-5.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. ISBN 978-85-7975-035-9.
- COSTA, L. d. O. **COMPARATIVO DE CUSTOS DE EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA E ESTACA RAIZ – ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA VERTICAL EM FORTALEZA**. Fortaleza: [s.n.], 2017. Disponível em: https://www.confeca.org.br/sites/default/files/antigos/contecc2017/civil/57_cdcdedehceer%E2%80%9393edcdouef.pdf.
- DICIO. **Fundação**. 2022. Disponível em: <https://www.dicio.com.br/fundacao/>.
- FERREIRA, R. G.; FORTUNATO, G. **Utilização de métodos teóricos e semi-empíricos no dimensionamento das fundações**. 2020. Tese (Doutorado) — Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2020. Disponível em: <https://repositorio.animaeducacao.com.br/handle/ANIMA/4632>.
- MARANGON, M. Capítulo 2 - Tensões nos Solos. *In*: **Mecânica dos Solos II**. [S.l.]: Faculdade de Engenharia - NuGeo/Núcleo de Geotecnia, 2018. p. 31.

MENEZES, S. M.; RODARTE, L. S. Estimativa de recalques de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da região sul de Minas Gerais. **Revista Tecnologia**, v. 28, n. 2, 2009. Disponível em: <https://ojs.unifor.br/tec/article/view/57>.

PINTO, C. d. S. **Curso básico de mecânica dos solos: em 16 aulas**. 3. ed., com exercícios resolvidos. ed. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2006. ISBN 978-85-86238-51-2.

REBELLO, Y. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo (SP): Ziguarte, 2008. OCLC: 817111742. ISBN 978-85-85570-10-1.

SERKI. **Estacas Escavadas**. 2022. Disponível em: <http://serki.com.br/servicos/estacas-escavadas/>.

VELLOSO, D. d. A.; LOPES, F. d. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Vol. completo. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. ISBN 978-85-7975-013-7.

ANEXO A – Planilha: Avisos Gerais

AVISOS GERAIS E FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA**Funcionamento do Programa**

- . Para utilização do programa e dimensionamento das fundações é necessário a inserção de dados de sondagem SPT e dados dos pilares desejados para dimensionamento;
- . Os dados devem ser inseridos nas células de coloração mais clara, seguindo as orientações do programa;
- . As demais células são bloqueadas, não sendo possível a alteração dos dados;
- . É necessário que os macros do excel estejam funcionando, para que o programa processe as informações corretamente;

Referências

- . Fundações por Estacas - Projeto Geotécnico - Cintra e Aoki (2010);
- . Fundações Diretas - Projeto Geotécnico - Cintra, Aoki e Albiero (2011);
- . Curso Básico de Mecânica dos Solos - Carlos de Sousa Pinto (2009);
- . Fundações - Guia prático de projeto, execução e dimensionamento - Rebello (2008);

Informações Importantes

- . O programa realiza apenas o dimensionamento geométrico e geotécnico das fundações;
- . O programa é apenas para um pré-dimensionamento, deve-se realizar um estudo mais aprofundado para definição e dimensionamento das fundações;

INICIAR PROGRAMA

ANEXO B – Planilha: SPT

DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE SOLO E TIPOS RECOMENDADOS DE FUNDAÇÕES			
Cliente:	Mateus Malagoli Garbellotto	Data:	11/03/2023
Obra:	TCC 2		
Endereço:	Universidade Tecnológica Federal do Paraná		
SONDAGEM			
Cota do N.A. (m):			7
COTA DO N.A.	Prof. (m)	N _{spt}	Tipo de Solo
	0	0	Areia argilosa
	1	5	Areia argilosa
	2	2	Areia argilosa
	3	3	Areia argilosa
	4	2	Areia argilosa
	5	4	Areia argilosa
	6	4	Areia argilosa
	7	7	Areia argilosa
	8	9	Areia argilosa
	9	9	Areia argilosa
	10	7	Areia argilosa
	11	7	Areia argilosa
	12	9	Areia argilosa
	13	14	Areia argilosa
	14	16	Areia argilosa
	15	15	Areia argilosa
	16	13	Areia argilosa
	17	14	Areia argilosa
	18	16	Areia argilosa
	19	21	Areia argilosa
	20	28	Areia argilosa
	21	25	Areia argilosa
	22	30	Areia argilosa
	23	35	Areia argilosa
	24	37	Silte argiloso
25	56	Silte argiloso	
Resultados Análise Sondagem			
<p>Não é recomendado o uso de sapata pois o solo possui baixa resistência nos primeiros metros de profundidade. A estaca escavada pode ser uma boa opção dependendo da cota do N.A..</p>			
<input type="button" value="Dimensionar para Sapata"/>		<input type="button" value="Dimensionar para Estaca"/>	
<input type="button" value="Voltar para início"/>		<input type="button" value="Limpar dados SPT"/>	
		<input type="button" value="Limpar Tudo"/>	

ANEXO C – Planilha: Dimensionamento de Estacas

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS

Pilar: P14		Diâmetro da estaca (cm): 35	
Tipo de Estaca: Escavada		Carga do Pilar (kN): 800	
F1: 3,00	Coef. Segurança: 2		
F2: 6,00	Resistência da estaca (kN): 490		

SONDAGEM		Método Aaki-Velloso	
Cota do N.A. (m): 7			
Prof. (m)	N ₆₀	Composição da Camada	R/FS (kN)
0	0	Areia argilosa	0,00
1	5	Areia argilosa	10,31
2	2	Areia argilosa	14,43
3	3	Areia argilosa	20,62
4	2	Areia argilosa	24,74
5	4	Areia argilosa	32,99
6	4	Areia argilosa	41,23
7	7	Areia argilosa	55,67
8	9	Areia argilosa	74,22
9	9	Areia argilosa	92,78
10	7	Areia argilosa	107,21
11	7	Areia argilosa	121,64
12	9	Areia argilosa	140,19
13	14	Areia argilosa	169,06
14	16	Areia argilosa	202,04
15	15	Areia argilosa	232,97
16	13	Areia argilosa	259,77
17	14	Areia argilosa	288,63
18	16	Areia argilosa	321,62
19	21	Areia argilosa	364,92
20	28	Areia argilosa	422,64
21	25	Areia argilosa	474,18
22	30	Areia argilosa	536,03
23	35	Areia argilosa	608,19
24	37	Silte argiloso	641,33
25	56	Silte argiloso	691,49

Dimensionamento para ELU

Profundidade limitada por Pa = Pe: 22 metros

Possível solução: 20 estaca(s) com 6 metro(s) de profundidade

Profundidade determinada é inferior a profundidade limite.

Dimensionar

Voltar para SPT

Gerar Relatório Final

ANEXO D – Planilha: Dimensionamento de Sapatas

DIMENSIONAMENTO DE SAPATA				
SONDAGEM			Dados Iniciais	
Cota do N.A. (m): 7			Pilar: P14 Carga (tf): 500	
COTA DO N.A.	Prof. (m)	N _{spt}	Composição da Camada	
	0	0		Areia argilosa
	1	5		Areia argilosa
	2	2		Areia argilosa
	3	3		Areia argilosa
	4	2		Areia argilosa
	5	4		Areia argilosa
	6	4		Areia argilosa
	7	7		Areia argilosa
	8	9		Areia argilosa
	9	9		Areia argilosa
	10	7		Areia argilosa
	11	7		Areia argilosa
	12	9		Areia argilosa
	13	14		Areia argilosa
	14	16		Areia argilosa
	15	15		Areia argilosa
	16	13		Areia argilosa
	17	14		Areia argilosa
	18	16		Areia argilosa
	19	21		Areia argilosa
	20	28		Areia argilosa
	21	25		Areia argilosa
	22	30		Areia argilosa
	23	35		Areia argilosa
24	37		Silte argiloso	
25	56		Silte argiloso	

Dimensões	
a _p :	40
b _p :	40
Cota de Assentamento (m): 5	
Tensão Admissível	
σ _s (kgf/cm ²) = 1,32	
Dimensionamento Geométrico	
Área da Sapata (cm ²)	
A = 416667	
Dimensões da Sapata (cm)	
B (cm) =	650
A (cm) =	650

Dimensionar

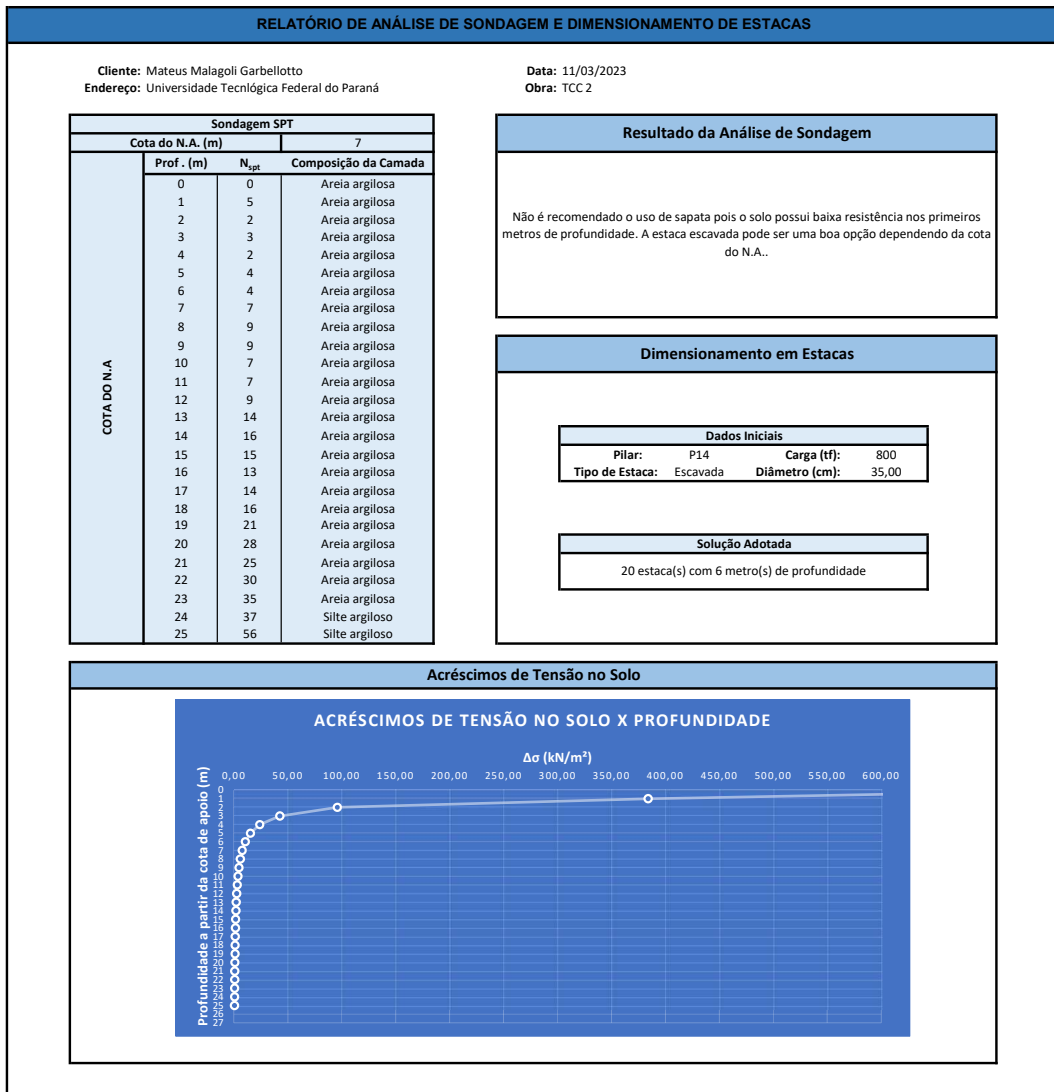
Voltar para SPT

Gerar Relatório Final

ANEXO E – Planilha: Dimensionamento de Tubulão

SONDAGEM				Dados Iniciais	
COTA DO N.A.	Cota do N.A. (m):		7	Pilar:	P14
	Prof. (m)	N _{spt}	Composição da Camada	Carga (tf):	500
	0	0	Areia argilosa	fck (MPa):	30
	1	5	Areia argilosa	Dimensões	
	2	2	Areia argilosa	a _p :	60
	3	3	Areia argilosa	b _p :	40
	4	2	Areia argilosa	Cota de Assentamento (m): 4	
	5	4	Areia argilosa	Tensão Admissível	
	6	4	Areia argilosa	σ _a (kgf/cm ²) = 1,04	
	7	7	Areia argilosa	Dimensionamento Geométrico	
	8	9	Areia argilosa	Diâmetro mínimo do fuste	
	9	9	Areia argilosa	D _f (cm) = 80,00	
	10	7	Areia argilosa	Diâmetro da base	
	11	7	Areia argilosa	D _b (cm) = 520	
	12	9	Areia argilosa	<div style="text-align: center; margin-bottom: 10px;"> Dimensionar </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> Voltar para SPT Gerar Relatório Final </div>	
	13	14	Areia argilosa		
	14	16	Areia argilosa		
	15	15	Areia argilosa		
	16	13	Areia argilosa		
	17	14	Areia argilosa		
	18	16	Areia argilosa		
	19	21	Areia argilosa		
	20	28	Areia argilosa		
	21	25	Areia argilosa		
	22	30	Areia argilosa		
23	35	Areia argilosa			
24	37	Silte argiloso			
25	56	Silte argiloso			

ANEXO F – Planilha: Relatório Final para Solução em Estacas



ANEXO G – Planilha: Relatório Final para solução em Sapatas

RELATÓRIO DE ANÁLISE DE SONDAGEM E DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

Cliente: Mateus Malagoli Garbellotto
Endereço: Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Data: 11/03/2023
Obra: TCC 2

Sondagem SPT		
Cota do N.A. (m)	7	
Prof. (m)	N _{spt}	Composição da Camada
0	0	Areia argilosa
1	5	Areia argilosa
2	2	Areia argilosa
3	3	Areia argilosa
4	2	Areia argilosa
5	4	Areia argilosa
6	4	Areia argilosa
7	7	Areia argilosa
8	9	Areia argilosa
9	9	Areia argilosa
10	7	Areia argilosa
11	7	Areia argilosa
12	9	Areia argilosa
13	14	Areia argilosa
14	16	Areia argilosa
15	15	Areia argilosa
16	13	Areia argilosa
17	14	Areia argilosa
18	16	Areia argilosa
19	21	Areia argilosa
20	28	Areia argilosa
21	25	Areia argilosa
22	30	Areia argilosa
23	35	Areia argilosa
24	37	Silte argiloso
25	56	Silte argiloso

Resultado da Análise de Sondagem

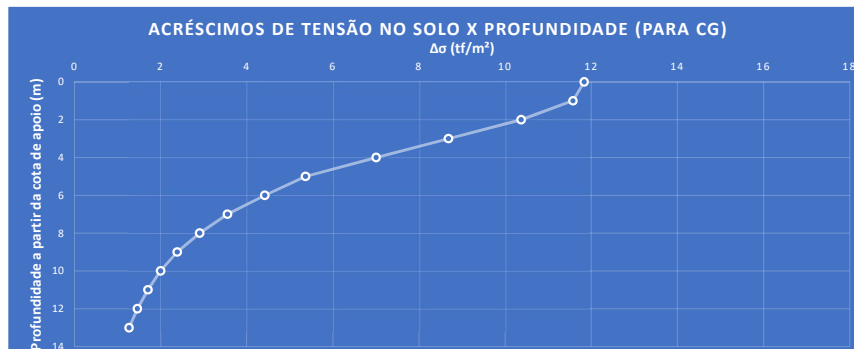
Não é recomendado o uso de sapata pois o solo possui baixa resistência nos primeiros metros de profundidade. A estaca escavada pode ser uma boa opção dependendo da cota do N.A..

Dimensionamento da Sapata

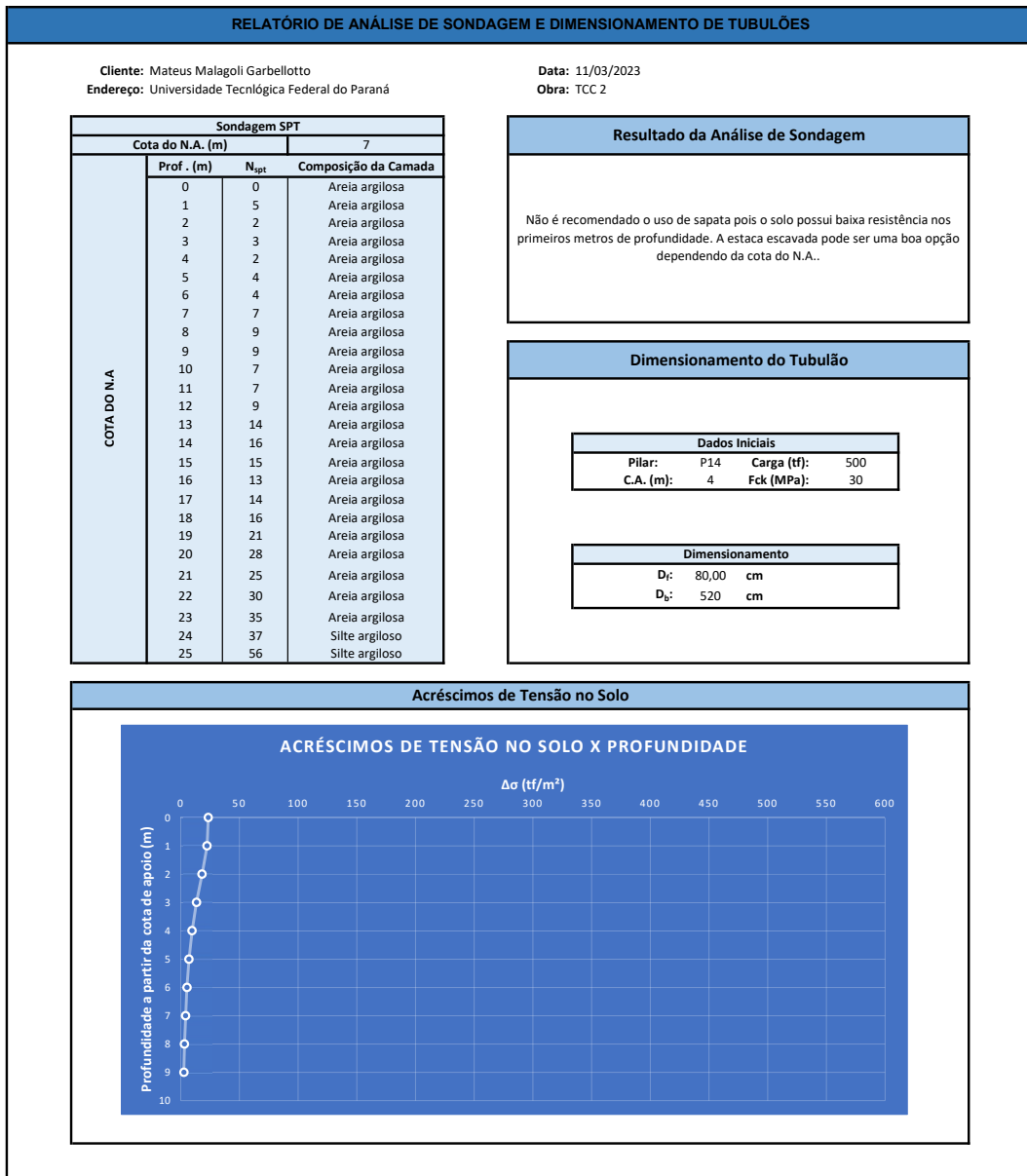
Dados Iniciais		
Pilar:	P14	Carga (tf): 500
C.A. (m):	5	

Dimensionamento		
Área da Sapata:	41,67	m ²
Lado B:	650	cm
Lado A:	650	cm

Acréscimos de Tensão no Solo



ANEXO H – Planilha: Relatório Final para solução em Tubulão

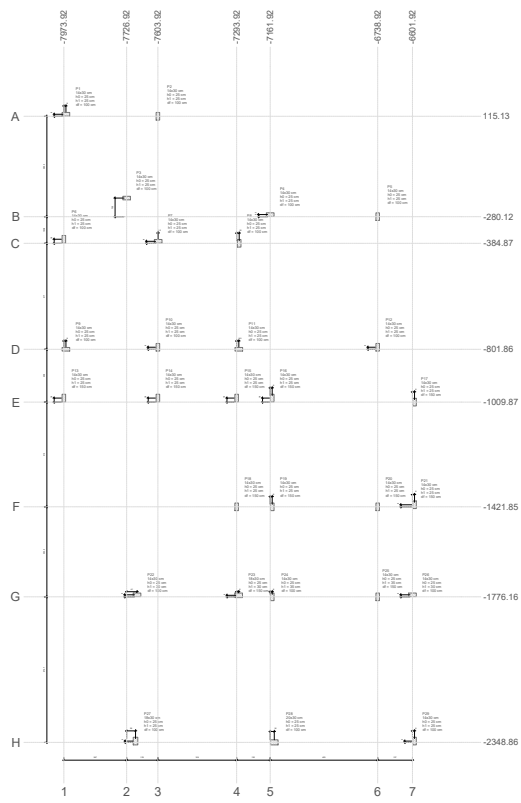


ANEXO I – Perfil de Sondagem SPT - 1

Resistência a penetração		Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			A M S	Classificação da Camada	Nível de água
Amostrador tipo Terzagui & Peck			Núm. de golpes / cm					
Número de golpes			15	15	15			
		1,00	3	3	3	1	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM	
		2,00	2	2	4	2	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
		3,00	4	4	5	3	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
		4,00	2	3	3	4	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
		5,00	3	3	4	5	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - MÉDIA	
		6,00	4	5	8	6	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
		7,00	7	4	3	7	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - MÉDIA	7,00 m
		8,00	4	5	8	8	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
		9,00	18	22	25	9	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
		10,03	15 / 3			10	5/0 - ARGILA SILTOSA CORES VAREGADAS COM CONCREÇÕES	
		11,00				11		
		12,00				12		
		13,00				13		
		14,00				14		
		15,00				15		
		16,00				16		
		17,00				17		
		18,00				18		
		19,00				19		
		20,00				20		
		21,00				21		
		22,00				22		
		23,00				23		
		24,00				24		
		25,00				25		
		26,00				26		
		27,00				27		
		28,00				28		
		29,00				29		
		30,00				30		

ANEXO J – Perfil de Sondagem SPT - 2

ANEXO K – Planta de carga de pilares de residência térrea



Planta de locação - Pilares Carga



Item	Descrição	Quantidade	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

ANEXO L – Planta de carga de pilares de edificio de 6 pavimentos

