UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA
LUAN GILBERTO DA SILVA

A INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS NO DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS METÁLICAS PERTENCENTES A LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA: ESTUDO DE CASO

Palhoça
2020

LUAN GILBERTO DA SILVA

A INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS NO DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS METÁLICAS PERTENCENTES A LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA: ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof. Fernanda Soares de Souza Oliveira, MSc.

Palhoça

2020

LUAN GILBERTO DA SILVA

A INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS NO DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS METÁLICAS PERTENCENTES A LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA: ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Palhoça, 16 de julho de 2020.

Professora e orientadora Fernanda Soares de Souza Oliveira, MSc.
Universidade do Sul de Santa Catarina

Prof. Valdi Henrique Spohr, MSc.
Universidade do Sul de Santa Catarina

Eng. Civil Paulo Celso Pamplona Silva Júnior, Dr.
Fluxo Engenharia

Aos meus pais, Lino e Lúcia.

AGRADECIMENTOS

A minha família, o alicerce de tudo. Meus pais, Lino e Lúcia, minhas irmãs Liane e Lorena, ao meu sobrinho Lucas e aos engenheiros Gabriel Cabrinni e Luiz Henrique Marcellino por todo apoio ao longo dos anos.

Aos colegas, engenheiros Paulo Pamplona, Rodrigo Amaral, Thiago Lavall e Daniel Vargas e a toda equipe da Fluxo Engenharia, por todo o conhecimento repassado na área e companheirismo durante esse trajeto.

A minha orientadora, professora Fernanda Oliveira, por todos os seus ensinamentos e dedicação durante a elaboração deste trabalho e ao longo do curso.

Aos professores, companheiros durante toda a jornada, em especial ao professor Valdi Spohr, por todos os ensinamentos ao longo do curso.

Ao engenheiro Alyson Borges e a empresa Cymi pela disponibilização das informações essenciais para a elaboração do presente trabalho.

Por fim, aos meus amigos que me apoiaram em inúmeras etapas do meu curso.

“Procure ser uma pessoa de valor, em vez de procurar ser uma pessoa de sucesso. O sucesso é consequência” (Albert Einstein).

RESUMO

As linhas de transmissão geralmente desenvolvem-se por grandes extensões territoriais, sendo formadas por um conjunto de estruturas metálicas distribuídas ao longo do seu traçado, de modo a prover o suporte aos cabos e consequentemente viabilizar a interligação entre as fontes geradoras de energia, tais como usinas hidrelétricas, termoelétricas e eólicas, e as unidades consumidoras finais, tais como residências, indústrias e comércios. Na execução deste complexo empreendimento, dentre as diversas áreas da engenharia envolvidas no projeto da linha de transmissão, o profissional do ramo de engenharia civil tem como uma de suas atribuições definir as melhores soluções geotécnicas e estruturais para as fundações das estruturas metálicas, em termos técnicos e financeiros, de modo a garantir que as mesmas operem com eficiência e segurança. Diante do exposto, neste trabalho será apresentado um estudo de caso de duas estruturas estaiadas de suspensão, criteriosamente selecionadas em função do tipo de solo, especificamente selecionadas da LT 500kV Rio das Éguas - Arinos 2 C1, com objetivo principal desenvolver um estudo comparativo entre as fundações das duas estruturas, as quais possuem características geotécnicas diferentes, apontando ao final desse trabalho as melhores concepções de fundações e suas vantagens.

Palavras-chave: Fundações. Linhas de Transmissão. Engenharia Geotécnica. Torres Estaiadas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Divisão do volume total do solo.....25
Figura 2 – Representação dos horizontes dos solos residuais 26
Figura 3 – Carta de plasticidade Casagrande 28
Figura 4 - Ensaio SPT 32
Figura 5 - Exemplo boletim de sondagem em um solo com predominância de areia com presença de água 34
Figura 6 - Anexo A da NBR 6484/01 - Tabela dos estados de compacidade e de consistência.....35
Figura 7 - Desenho esquemático de uma sondagem rotativa 36
Figura 8 - Método de obtenção do valor N médio 38
Figura 9 – Fatores de capacidade de carga 41
Figura 10 – Parcelas das capacidades de carga em uma estaca 42
Figura 11 – Ângulo de atrito interno 47
Figura 12 – Rede de distribuição de energia.....49
Figura 13 - Mapa do SIN- Sistema Interligado Nacional – Horizonte 2017 50
Figura 14 - Estruturas componentes das LT's: Autoportante (a) e estaiada (b) 51
Figura 15 - Árvore de cargas.....54
Figura 16 – Desenho esquemático ligação superestrutura com a fundação – Estrutura autoportante 55
Figura 17 – Desenho esquemático ligação superestrutura com a fundação – Mastro - Estrutura estaiada 56
Figura 18 – Desenho esquemático ligação superestrutura com a fundação – Estai - Estrutura estaiada 57
Figura 19 – Diferentes representações e perspectivas de sapatas aplicadas em estruturas autoportantes 59
Figura 20 – Vista em planta e elevação de um bloco chumbado em rocha para estrutura autoportante 60
Figura 21 – Diferentes representações e perspectivas de tubulões aplicados em estruturas autoportantes 61
Figura 22 – Detalhe de uma estaca helicoidal.....62
Figura 23 – Detalhes de instalação de uma estaca helicoidal.....63
Figura 24 – Locação das fundações de uma estrutura estaiada Cross-Rope.....66

Figura 25 – Locação da fundação em sapata 68
Figura 26 – Geometria da sapata a ser dimensionada para o mastro da estrutura Cross-Rope 69
Figura 27 – Detalhe da altura do tronco piramidal e da altura útil da sapata 70
Figura 28 – Verificação ao cisalhamento devido à flexão 70
Figura 29 – Verificação do cisalhamento devido ao puncionamento.....71
Figura 30 – Dimensionamento à flexão.....71
Figura 31 – Pressões de contato – Hipótese de Winkler.....72
Figura 32 – Fundação retangular submetida a uma carga vertical e dois momentos73
Figura 33 – Zonas comprimidas de uma sapata retangular 74
Figura 34 – Geometria dos tubulão para o mastro da estrutura estaiada 78
Figura 35 – Elevação do tubulão com a representação da dimensão da base e do rodapé 79
Figura 36 – Mecanismos de ruptura.....81
Figura 37 – Mecanismos de ruptura para estacas curtas.....82
Figura 38 – Mecanismos de ruptura para estacas longas.....83
Figura 39 – Diagrama das forças de reação do solo para estaca curta 86
Figura 40 – Geometria das estacas escavadas 89
Figura 41 – Superfície de ruptura.....91
Figura 42 – Ábaco do coeficiente de empuxo (f/H) em meio coesivo.....92
Figura 43 – Fluxograma do Estudo 95
Figura 44 – Traçado da LT em uma perspectiva a nível nacional 97
Figura 45 – Traçado da LT 500 kV Rio das Éguas – Arinos 2, C1 98
Figura 46 – Silhueta estrutura tipo CLV5 99
Figura 47 – Locação estrutura 70/2.....100
Figura 48 – Locação estrutura nº 215/2 100
Figura 49 – Sondagem SPT estrutura nº 70/2 (a) 101
Figura 50 – Sondagem SPT estrutura nº 215/2 (b) 102
Figura 51 – Geometria sapata para o mastro (a) 108
Figura 52 – Verificação *software* Oblíqua 112
Figura 53 – Detalhamento de armadura - Sapata 114
Figura 54 – Geometria tubulão com base para o mastro (a).....116
Figura 55 – Geometria tubulão com base para o mastro (b).....116
Figura 56 – Detalhamento de armadura - Tubulão com base para o mastro (a).....122

Figura 57 – Detalhamento de armadura - Tubulão com base para o mastro (b).....123
Figura 58 – Geometria - Tubulão para os estais (a).....125
Figura 59 – Geometria - Tubulão para os estais (b).....126
Figura 60 – Armadura - Tubulão para os estais (a).....130
Figura 61 – Armadura - Tubulão para os estais (b).....131

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparativo fundação em sapata e tubulão com base – Consumo de concreto 133
Gráfico 2 – Comparativo fundação em sapata e tubulão com base – Consumo de aço 133
Gráfico 3 – Comparativo fundação em sapata e tubulão com base – Consumo de formas 134
Gráfico 4 – Comparativo fundação em sapata e tubulão com base – Escavação... 134
Gráfico 5 – Comparativo fundação estudo (a) e (b) – Consumo de concreto 135
Gráfico 6 – Comparativo fundação estudo (a) e (b) – Consumo de aço 136
Gráfico 7 – Comparativo fundação estudo (a) e (b) – Consumo de formas 136
Gráfico 8 – Comparativo fundação estudo (a) e (b) – Escavação 137

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Projeção e comparativo de extensões de linhas de transmissão.....50

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Horizontes dos solos 26
Quadro 2 - Classificação SUCS - Primeira letra 28
Quadro 3 - Classificação SUCS - Segunda letra 29
Quadro 4 - Taxa do solo em função do material e do valor N_{SPT} 39
Quadro 5 - Características da argila em função do N_{SPT} 39
Quadro 6 - Características da areia em função do N_{SPT} 39
Quadro 7 – Fatores de forma de Terzaghi-Peck 41
Quadro 8 - Fatores de correção atualizados 43
Quadro 9 - Coeficiente K e razão de atrito 43
Quadro 10 - Coeficiente C 44
Quadro 11 - Coeficiente conforme tipo de estaca e de solo α 44
Quadro 12 - Coeficiente conforme tipo de estaca e de solo β 45
Quadro 13 - Peso específico de solos argilosos 46
Quadro 14 - Peso específico de solos arenosos 46
Quadro 15 - Tipificação dos solos e seus parâmetros 48
Quadro 16 - Tipificação das rochas e seus parâmetros 48
Quadro 17 - Exemplos de estruturas autoportantes 52
Quadro 18 - Exemplos de estruturas estaiadas 53
Quadro 19 – Documentos técnicos utilizados no dimensionamento das fundações das estruturas metálicas 64
Quadro 20 - Esforços críticos no topo da fundação do mastro 67
Quadro 21 - Coeficientes de majoração ou minoração 81
Quadro 22 - Carregamentos máximos no topo da fundação dos estais 88
Quadro 23 – Parâmetros geotécnicos - Estudo (a) 104
Quadro 24 – Parâmetros geotécnicos - Estudo (b) 104
Quadro 25 – Características físicas e de resistência do concreto armado 105
Quadro 26 - Características físicas e de resistência do aço 105
Quadro 27 - Esforços atuantes máximos na fundação no eixo global - Mastro 106
Quadro 28 - Esforços atuantes máximos na fundação no eixo local - Mastro 106
Quadro 29 - Esforços atuantes máximos nos estais 106
Quadro 30 – Hipóteses de Carga 106
Quadro 31 – Geometria sapata para o mastro (a) 107

Quadro 32 – Verificação Terzaghi – Parte 1 108
Quadro 33 – Verificação Terzaghi – Parte 2 109
Quadro 34 – Verificação sapata rígida 109
Quadro 35 – Verificação da compressão na base da sapata – Parte 1 110
Quadro 36 – Verificação da compressão na base da sapata – Parte 2 110
Quadro 37 – Cisalhamento devido ao puncionamento 110
Quadro 38 – Cálculo da armadura da base da sapata 111
Quadro 39 – Armadura adotada base da sapata 111
Quadro 40 – Cálculo da armadura do fuste 111
Quadro 41 – Armadura adotada do fuste 111
Quadro 42 – Verificações – Estribos fuste 113
Quadro 43 – Quantitativos: Concreto, escavação, reaterro e formas 114
Quadro 44 – Quantitativos: Armaduras – Por fundação 115
Quadro 45 – Geometria dos tubulões 115
Quadro 46 – Ângulo de inclinação da base do tubulão 117
Quadro 47 – Verificação Terzaghi – Parte 1 117
Quadro 48 – Verificação Terzaghi – Parte 2 117
Quadro 49 – Compressão na base 118
Quadro 50 – Decourt-Quaresma (a) 118
Quadro 51 – Decourt-Quaresma (b) 118
Quadro 52 – Tombamento – Solo argiloso 119
Quadro 53 – Tombamento – Solo arenoso 119
Quadro 54 – Cálculo da armadura longitudinal - Calculada e mínima 120
Quadro 55 – Armadura adotada 120
Quadro 56 – Estribos do fuste 121
Quadro 57 – Quantitativos: Concreto, formas e escavação 121
Quadro 58 – Quantitativos: Armaduras (a) 121
Quadro 59 – Quantitativos: Armaduras (b) 122
Quadro 60 – Geometria 124
Quadro 61 – Arrancamento 127
Quadro 62 – Tombamento - Argiloso 127
Quadro 63 – Tombamento - Arenoso 127
Quadro 64 – Armadura - Fuste 127
Quadro 65 – Armadura adotada do fuste 128

Quadro 66 – Armadura adotada dos estribos.....128
Quadro 67 – Quantitativo: Concreto.....128
Quadro 68 – Quantitativos: Armaduras (a).....129
Quadro 69 – Quantitativos: Armaduras (b).....129
Quadro 70 – Quantitativos: Por fundação do mastro central.....132
Quadro 71 – Quantitativos: Por fundação dos estais 132
Quadro 72 – Quantitativos: Por estrutura.....132

LISTA DE SIGLAS

ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia

ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

ABGE – Associação Brasileira de Geologia para Engenharia

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica

CPT – *Cone Penetration Test*

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

EPE – Empresa de Pesquisa Energética

LT's – Linhas de Transmissão de Energia Elétrica

ONS – Operador Nacional do Sistema Elétrico

SPT – *Standart Penetration Test*

SUCS - Sistema Unificado de Classificação de Solos

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT} – Número de golpes obtidos no ensaio SPT.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 20
1.1 OBJETIVO 21
1.1.1 Objetivo Geral 21
1.1.2 Objetivo Específico 21
1.1.3 Problemática 22
1.2 JUSTIFICATIVA 22
1.3 LIMITES ESTABELECIDOS PELO TRABALHO 22
1.4 ETAPAS DO TRABALHO 22
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 24
2.1 ORIGEM E FORMAÇÃO DO SOLO 24
2.2 CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA 25
2.2.1 Solos Residuais 25
2.2.2 Solos Sedimentares 27
2.3 CLASSIFICAÇÃO SUCS DO SOLO 27
2.4 INVESTIGAÇÕES DO SOLO 29
2.4.1 Investigações Mecânicas do Solo 31
2.4.1.1 Ensaio SPT (*standart penetration test)* 31
2.4.1.2 Sondagens Rotativas e Mistas 35
2.5 RESISTÊNCIA DO SOLO PARA FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO 36
2.5.1 Tensão Admissível do Solo Conforme Valor N_{SPT} 37
2.5.1.1 Tensão admissível por Terzaghi 39
2.5.2 Capacidade de Carga para fundações profundas 41
2.5.2.1 Aoki-Velloso 42
2.5.2.2 Decourt-Quaresma 44
2.5.3 Parâmetros Geotécnicos 45
2.5.3.1 Coesão 45
2.5.3.2 Peso Específico 46
2.5.3.3 Ângulo de atrito 46
2.6 TIPIFICAÇÃO DO SOLO 47
2.7 LINHAS DE TRANSMISSÃO 48
2.7.1 Tipos de Estruturas Empregadas nas LT's 51

2.7.2 Fundações Aplicadas LT's 57
2.7.2.1 Sapatas 58
2.7.2.2 Blocos Chumbados em Rocha 60
2.7.2.3 Tubulões 60
2.7.2.4 Estacas 61
2.8 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES 63
2.8.1 Hipóteses de Carregamento 66
2.8.2 Dimensionamento das Fundações do Mastro Central 67
2.8.2.1 Sapatas para Mastro 67
2.8.2.1.1 Dimensionamento Geotécnico 69
2.8.2.1.2 Verificações 70
2.8.2.1.3 Dimensionamento estrutural 75
2.8.2.2 Tubulão 77
2.8.2.2.1 Dimensionamento Geotécnico 78
2.8.2.2.2 Verificações 80
2.8.2.2.3 Dimensionamento Estrutural 86
2.8.3 Dimensionamento das Fundações para Estais 88
2.8.3.1 Tubulões (Estacas Escavadas) 89
2.8.3.1.1 Dimensionamento Geotécnico 89
2.8.3.1.2 Verificações 90
2.8.3.1.3 Dimensionamento Estrutural 92
3 MÉTODO 94
4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO 96
4.1 CARCTERÍSTICAS GERAIS 96
4.2 SONDAGENS 101
5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS 104
5.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS UTILIZADAS 104
5.1.1 Características Geotécnicas Fundação (a) 104
5.1.2 Características Geotécnicas Fundação (b) 104
5.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS 105
5.3 CARREGAMENTOS 105
5.4 RESULTADOS – DIMENSIONAMENTO ESTUDOS (A) E (B) 107
5.4.1 Fundações Para o Mastro Central 107
5.4.1.1 Sapata 107

5.4.1.2 Tubulão com base – Casos (a) e (b) 115
5.4.2 Fundações para os estais 124
5.4.2.1 Tubulão 124
5.5 RESULTADOS – COMPARATIVOS 132
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 138
6.1 CONCLUSÃO 138
6.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS 139
REFERÊNCIAS 140

1 INTRODUÇÃO

O atual avanço tecnológico a nível mundial evidencia e intensifica a crescente demanda energética populacional. Diversos fatores colaboram para que esse fenômeno ocorra de forma progressiva e ostensiva, tais como a constante expansão do setor industrial e a disseminação e popularização de suas tecnologias desenvolvidas, em especial para eletrodomésticos de alta potência como aparelhos de ar condicionado, geladeiras, máquinas de lavar, fornos e chuveiros elétricos, a crescente ampliação do sistema de iluminação pública, comercial e residencial nas cidades, assim como as novas tendências de utilização de meios de transporte que utilizam como fonte principal de combustível a eletricidade, com destaque especial para os veículos leves sobre trilhos (VLT), e os cada vez mais difundidos carros e bicicletas elétricos.

Simultaneamente a essa crescente demanda energética, ocorre a necessidade de ampliação do sistema de geração, transmissão e distribuição de energia para os consumidores. Nesse processo, as linhas de transmissão desempenham um papel fundamental, onde a energia em alta tensão é levada de um ponto a outro, desde seus mais diversos tipos de fontes geradoras, como as usinas hidrelétricas, eólicas e termoelétricas, até as subestações de energia, e posteriormente para distribuição às unidades consumidoras finais, sejam residências, comércios e indústrias.

Ao longo do seu percurso, as linhas de transmissão cruzam o país na grande maioria das vezes atingindo grandes extensões territoriais, chegando a centenas de quilômetros, sendo comumente observada uma grande diversidade geológica, topográfica e ambiental. O projeto e construção de uma linha de transmissão podem durar vários meses, e em muitos casos alguns anos, em virtude da variabilidade de situações encontradas em campo, tais como dificuldades de acesso aos locais de implantação das estruturas, desapropriações de propriedades particulares, e até mesmo por causa da escassez de matéria prima e de mão de obra qualificada.

Em um empreendimento deste nível de complexidade, o projeto e a construção de uma linha de transmissão englobam diversas áreas de conhecimento, interligando os ramos das engenharias elétrica, eletromecânica, ambiental, mecânica e civil. Acerca desta última, uma de suas competências

concentra-se em avaliar as melhores soluções de fundações para as estruturas metálicas, em termos técnicos e financeiros, de modo a garantir a segurança, confiabilidade e eficiência do produto final.

A principal fase do projeto de fundação das estruturas metálicas presentes na linha de transmissão consiste no dimensionamento geotécnico e estrutural das mesmas, entretanto para que essa fase seja exequível, é fundamental que seja realizada uma criteriosa investigação, análise e definição das características geotécnicas do solo encontrado ao longo do traçado da linha, sendo esta muitas vezes o divisor de águas para o sucesso ou fracasso do empreendimento.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 Objetivo Geral

Apresentar um estudo de caso comparativo entre fundações para estruturas metálicas de linhas de transmissão com características geotécnicas diferentes, exprimindo duas situações opostas em termos de capacidade de carga, onde uma situação prevê um solo de maior competência geotécnica enquanto outra aponta para um solo muito fraco geotecnicamente.

1.1.2 Objetivo Específico

- Realizar um levantamento das informações pertinentes ao dimensionamento das fundações, tais como as cargas atuantes das estruturas metálicas e os parâmetros geotécnicos representativos adotados em função das sondagens realizadas;
- Dimensionar as fundações da estrutura metálica para os casos propostos; e,
- Dentre as soluções de fundações dimensionadas, avaliar, indicar e justificar a alternativa mais recomendada para a utilização.

1.1.3 Problemática

Dentre as soluções de fundações dimensionadas para a estrutura metálica da linha de transmissão, será avaliada, apontada e justificada a opção mais adequada em função das suas vantagens para a situação geotécnica em que se encontra.

1.2 JUSTIFICATIVA

Com o crescimento da construção de novas linhas de transmissão de energia elétrica no país, demonstra-se interesse em estudar e difundir os valiosos conhecimentos acerca deste complexo e diversificado empreendimento, com foco especial à área da engenharia civil.

1.3 LIMITES ESTABELECIDOS PELO TRABALHO

Este trabalho fica limitado à elaboração do dimensionamento geotécnico e estrutural da fundação da estrutura metálica, em função dos tipos de solos propostos. Não serão desenvolvidos neste trabalho temas que fujam desta proposta, tais como a definição da locação das estruturas ao longo da linha de transmissão, o dimensionamento da estrutura metálica e as suas reações de apoio, e os tipos de procedimento de investigação geotécnica.

1.4 ETAPAS DO TRABALHO

O presente trabalho estrutura-se nos seguintes capítulos:

- **Introdução (1):** Capítulo no qual serão apresentadas algumas informações preliminares do estudo, sobre o tema, limites entre outros;
- **Revisão Bibliográfica (2):** Apresenta-se uma revisão sobre o tema abordado. No estudo serão apresentados sobre os tipos de solos, as investigações geotécnicas, introdução a resistência do solo e seus parâmetros geotécnicos, classificações, entre outros. Posteriormente, será apresentado sobre as linhas de transmissão de energia elétrica, dando um conhecimento geral sobre as

linhas, as estruturas metálicas a elas pertencentes, e as fundações utilizadas. Por fim, os métodos de dimensionamentos geotécnico e estrutural;

- **Método (3):** É composto pela metodologia utilizada no trabalho e um fluxograma demonstrando a sequência cronológica do estudo;
- **Caracterização do local de estudo (4):** No capítulo demonstra-se alguns dados característicos do empreendimento utilizado. Contém dados como a sua localização, geográficos, geotécnico, detalhes sobre as LT's, entre outros;
- **Apresentação dos resultados (5):** Apresenta-se os resultados obtidos por meio dos dimensionamentos realizados conforme o capítulo 2 e baseando-se nos dados exibidos no capítulo 4;
- **Resultados - Comparativos (6):** Com o conhecimento das fundações dimensionadas, realiza-se uma comparação dos valores obtidos, visando indicar a melhor solução de fundação para o local estudado; e,
- **Considerações Finais (7):** Nesta última etapa será indicada a solução adequada aos problemas propostos e trará as demais considerações finais sobre o trabalho. Por fim, serão feitas sugestões de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As fundações apresentam como proposta transmitir os carregamentos provenientes da estrutura ao solo, de forma a garantir a segurança global da estrutura. Devido à grande variedade geotécnica encontrada deve-se buscar pela experiência a solução mais adequada para o tipo de solo apresentado. Diferentemente de outros materiais como o concreto e o aço, aplicados na construção civil, não é possível adotar um único parâmetro de deformação e resistência para todos os tipos deste material. Nasce a partir desses estudos a chamada Mecânica dos Solos (TERZAGHI, 1963 *apud* ABMS/ABEF, 2012).

Pinto (2006) fala sobre a Mecânica dos Solos:

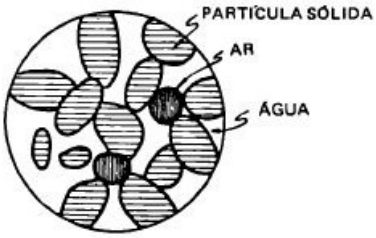
> Todas as obras de Engenharia Civil assentam-se sobre o terreno e inevitavelmente requerem que o comportamento do solo seja devidamente considerado. A Mecânica dos Solos, que estuda o comportamento dos solos quando tensões são aplicadas, como nas fundações, ou aliviadas, no caso de escavações, ou perante o escoamento de água nos seus vazios, constitui uma Ciência de Engenharia, na qual o engenheiro civil se baseia para desenvolver seus projetos. Este ramo da engenharia, chamado de Engenharia Geotécnica ou Engenharia de Solos, costuma empolgar os seus praticantes pela diversidade de suas atividades, pelas peculiaridades que o material apresenta em cada local e pela engenhosidade frequentemente requerida para a solução de problemas reais.

2.1 ORIGEM E FORMAÇÃO DO SOLO

Dando início ao estudo geotécnico visando o dimensionamento das fundações é importante conhecer os diferentes tipos de solo, entender as suas formações, as suas características e os seus comportamentos. O solo, segundo EMBRAPA (2018) é um conjunto de partículas compostas por gases, líquidos e partes sólidas e que contém minerais e matérias orgânicas que recobrem parte da Terra. Essas partículas poderão ser frutos de alterações ao longo do tempo e contém matérias vivas e em alguns casos são cobertas por vegetações.

Segundo Caputo (2016), o volume total do solo é composto pela combinação das partículas, pela água e pelo ar, conforme é demonstrado na Figura 1.

Figura 1 - Divisão do volume total do solo



Fonte: Caputo, 2016.

Esta formação é resultado da decomposição das rochas, sejam por meio de agentes físicos ou químicos como o clima, o vento entre outros. As diferenças de temperatura formam fissuras nas rochas, que com a entrada e possível congelamento da água e sua posterior expansão aumentam as tensões em seu interior causando a separação dos blocos de rocha. Com o passar do tempo esses blocos se fragmentam formando os solos, tendo eles uma grande variedade de características e tamanhos herdados das suas rochas originais (PINTO, 2006).

Buscando agrupar solos com características parecidas utiliza-se as classificações geotécnicas.

2.2 CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA

Os solos são classificados pela sua origem de duas formas: residuais ou sedimentares (conhecidos como transportados). Entender sua origem tem importância no momento de ter um breve conhecimento sobre seu comportamento e do seu entorno (PINTO, 2006).

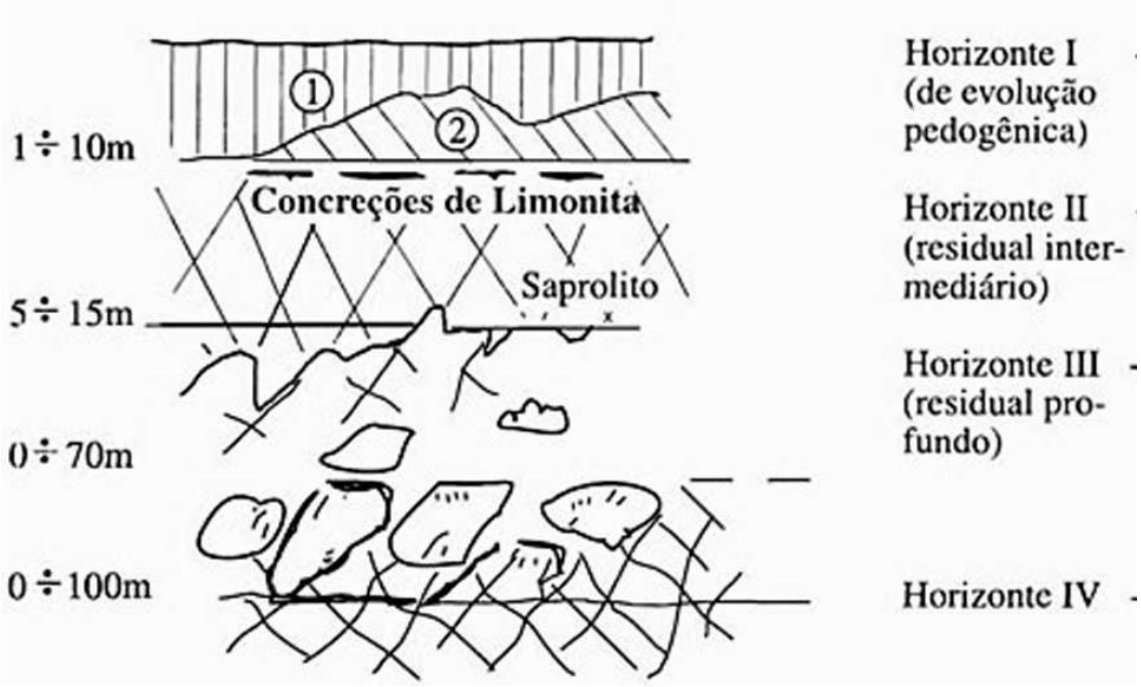
Além destes dois tipos de solo, Caputo (2016) cita a existência dos orgânicos que são provenientes da própria matéria orgânica, tendo sua origem a partir dos vegetais ou de animais (como as plantas e as conchas, respectivamente).

2.2.1 Solos Residuais

Os chamados solos residuais são resultados da alteração das rochas que continuam no mesmo local, para isto é necessário que a rocha tenha maior decomposição do que os agentes externos que retiram o material da sua região.

Devido ao seu clima tropical, o Brasil é uma das regiões em que ocorre a decomposição da rocha com maior velocidade. Ainda neste tipo de solo é possível observar os “horizontes” (Figura 2 e Quadro 1) que são as camadas paralelas provenientes destas alterações. É interessante conhecer quais são as formações rochosas da área, sendo desse modo possível obter um conhecimento maior do tipo de solo que essa rocha irá resultar (ABMS/ABEF, 2012; EMBRAPA, 2018). Dentre os solos residuais, Caputo (2016) destaca os solos lateríticos, expansivos e os porosos.

Figura 2 – Representação dos horizontes dos solos residuais



Fonte: Vargas, 1981 *apud* ABMS/ABEF, 2012.

Em complemento a Figura 2, o Quadro 1 elaborado pelo mesmo autor, demonstra algumas características dos horizontes.

Quadro 1 - Horizontes dos solos

Horizonte		Característica
I	Evolução pedogênica	Argila ou areia porosa superficial. Coluvial (1) Solo residual maduro (2)
II	Residual intermediário	Argila parda, vermelha ou amarela Solo residual endurecido ou saprolito (solo residual)
III	Residual profundo	Areia argilosa com pedregulho e blocos de pedra, mantendo a estrutura original da rocha (“alteração de rocha”)
IV	-	Alteração de rocha com muitos blocos ou rocha decomposta Rocha sã ou fissurada

Fonte: Adaptado de Vargas, 1981 *apud* ABGE, 1998.

2.2.2 Solos Sedimentares

Solos sedimentares são aqueles que resultam de uma alteração da rocha e que foram transportados para um local diferente do natural. Devido a este fato, é perceptível algumas características diferenciadas, como por exemplo uma menor consolidação. Os solos são subdivididos conforme o método de transporte e onde se encontram (CHAVES, 2004). Caputo (2016) e Chaves (2004) acresce aos solos e seus respectivos agentes, como os aluvionares (água) eólicos (vento), coluvionares (ações gravitacionais) e os glaciais (gelo).

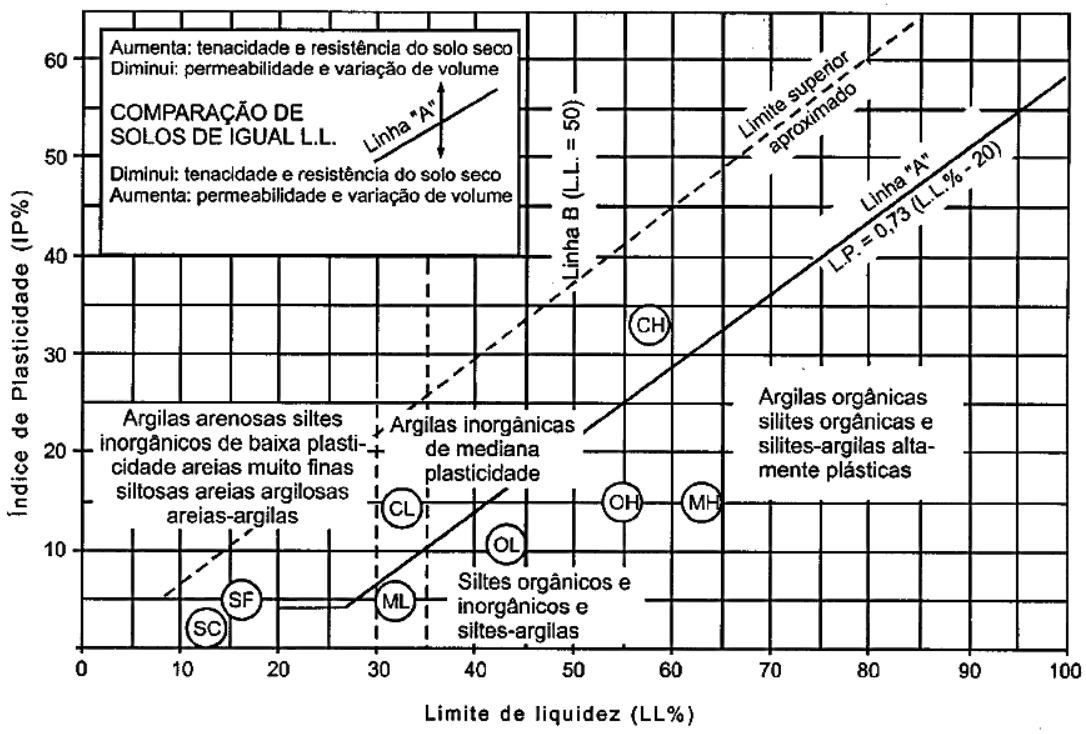
2.3 CLASSIFICAÇÃO SUCS DO SOLO

Além da classificação conforme sua origem utiliza-se o método do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) agrupando os materiais de mesmas características. Alguns métodos de que auxiliam na obtenção dos dados serão observados na seção 2.4.

O SUCS apresenta 14 diferentes classificações, representando-os alfabeticamente por duas letras. A primeira conforme sua granulometria e a segunda por sua plasticidade. É utilizado na classificação os limites de Atterberg (Limite de Plasticidade e Limite de Liquidez) e a granulometria (PESSOA, 2004).

Com as informações dos ensaios de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade os valores são inseridos na carta abaixo (Figura 3) e encontra-se sua classificação adequada.

Figura 3 – Carta de plasticidade Casagrande



Fonte: Vargas, 1978 *apud* ABGE, 1998.

No Quadro 2 observa-se a simbologia utilizada para a classificação dos solos na primeira letra.

Quadro 2 - Classificação SUCS - Primeira letra

Letra	Significado	
G	Gravel	Pedregulho
S	Sand	Areia
C	Clay	Argila
M	Mö	Silte (em sueco)
O	Organic	Orgânico
PT	peat	Turfa

Fonte: Adaptado de ABGE, 1998.

A segunda letra é obtida ao consultar o Quadro 3 a seguir.

Quadro 3 - Classificação SUCS - Segunda letra

Letra	Significado	
Solos grossos - Indicação de granulometria		
W	Well	Bem graduada
P	Poor	Mal graduada
M	Mö	Silte (em sueco)
C	Clayey	Argiloso
Solos finos - Indicação de plasticidade		
L	Low	Baixa plasticidade
H	High	Alta plasticidade

Fonte: Adaptado de ABGE, 1998.

2.4 INVESTIGAÇÕES DO SOLO

As investigações do solo são utilizadas para colher amostras de materiais para que possam ser caracterizadas e classificadas, desempenhando um papel fundamental na etapa do dimensionamento das fundações. Executar uma boa campanha de investigação geotécnica visa conhecer ao máximo as características do local a ser instalada a estrutura, o que pode influenciar diretamente no tipo de fundação a ser adotada no seu dimensionamento. Outro fato pertinente às investigações do solo compreende entender, além de sua resistência, a possibilidade de ocorrência d'água no solo, o seu comportamento e prever possíveis adversidades construtivas (REBELLO, 2008).

Sobre as investigações de solo, ABGE (1998) diz:

> As construções de obras civis, bem como os estudos do meio ambiente que não envolvem, necessariamente, construções de obras, devem ser precedidos de estudos para caracterização geológico-geotécnica da área de interesse que indicarão: distribuição dos diversos materiais que compõem o local, parâmetros físicos dos materiais, técnicas mais adequadas para intervenção nos terrenos, volumes necessários para remoção ou escavação, necessidade de tratamento de estabilização dos maciços, e, finalmente, se for o caso, indicação do melhor local para o posicionamento das estruturas das obras civis. É muito importante que, desde o início das atividades, já estejam bem definidas as principais características geológicas da área, para orientar o projeto segundo as aptidões naturais do local, propiciando a elaboração de um empreendimento harmônico com a natureza do terreno, econômico e seguro.

Para obter uma maior eficiência das investigações geotécnicas é interessante obter o levantamento planialtimétrico do local, dados sobre a obra

e seu entorno, informações geológicas e geotécnicas da região, além das normas e código de obras vigentes na região (VELLOSO e LOPES, 2010).

Existem algumas divisões de métodos investigativos para conhecer o solo, são os chamados métodos indiretos e métodos diretos. Os métodos diretos, no qual iremos abordar neste trabalho, trata-se dos métodos utilizados *in loco*, isto é, intervêm diretamente no local a ser estudado, realizando escavações, sondagens mecânicas e os ensaios (como o SPT abordado na seção 0). A proposta inicial é retirar uma amostra representativa da região dos materiais em determinada área e realizar uma extrapolação, alinhando algumas características dos solos incialmente tabeladas dos solos. No local, se obtém amostras dos materiais para estudos em laboratório. O recomendado é alinhar um ou mais métodos para obter uma maior precisão nas informações. Atualmente a tecnologia tem o papel de auxiliar nas resoluções dos problemas propostos (ABGE, 1998).

Inicialmente poderá ser realizada uma análise global do terreno por meio de fotografias do local, obtendo um conhecimento inicial da área. Conhecidas como sondagens superficiais, esses métodos diretos exigem uma leitura técnica dos resultados, baseada na topografia e na vegetação da região. Pode-se realizar alguns outros tipos de ensaio para a obtenção desses dados. Vale ressaltar que esses métodos são poucos precisos, sendo sempre necessário uma investigação mais detalhada da área. Um outro método interessante para obter amostras para análises em laboratório e para observação de suas camadas é a execução de poços (REBELLO, 2008).

É indicado dividir em três etapas a elaboração de um programa de investigação dos solos. Na primeira, chamada de investigação preliminar, deverão ser executadas prioritariamente as sondagens à percussão, exceto em situações que por conhecimento sabe-se que na região existe a presença de blocos de rocha. Nestes casos utiliza-se sondagens mistas. Na segunda etapa, conhecida por investigação complementar ou de projeto, busca-se detalhar as características geotécnicas relevantes para o dimensionamento e comportamento da fundação. Caso o modelo de fundação esteja definido, essa etapa poderá ser utilizada para verificar algumas questões executivas. Nesta etapa são realizados ensaios no local, como o ensaio SPT (*standard penetration test)*, além do ensaio CPT (*cone penetration test)* e da retirada de amostra para

ensaios em laboratório. Por fim é realizada a última dessas três etapas, conhecida como investigação para a fase execução. Nela são confirmadas as condições de projeto em determinadas fundações, como em casos em que possa ocorrer uma grande variação dos tipos de solos na obra ou pela importância da fundação. Nesta etapa, por exemplo, devem ser verificadas as dificuldades encontradas pela equipe de campo para a escavação das fundações, informadas ao projetista e alinhadas desse modo para uma solução ideal em função de cada caso (VELLOSO e LOPES, 2010).

2.4.1 Investigações Mecânicas do Solo

Os métodos investigativos mecânicos pouco se alteraram na Geologia de Engenharia no Brasil nas últimas décadas.

Inicialmente, é realizada uma investigação mais breve sobre o local, com a realização de sondagens a trado, identificando assim os tipos e profundidades de solo na região. No decorrer dos estudos as demais investigações são iniciadas com um custo mais elevado, em específico os ensaios a percussão e o rotativo (ABGE, 1998).

2.4.1.1 Ensaio SPT (*standart penetration test)*

O ensaio SPT (*standart penetration test)* trata-se do ensaio de investigação mais utilizado no Brasil e no mundo. Conhecido como sondagem a percussão, o SPT é um ensaio padrão em todo mundo e seu boletim pode ser analisado facilmente por quem conhece o método (REBELLO, 2008).

As suas principais funções, segundo a norma regulamentadora em nosso país, a NBR 6484 (ABNT, 2001) são:

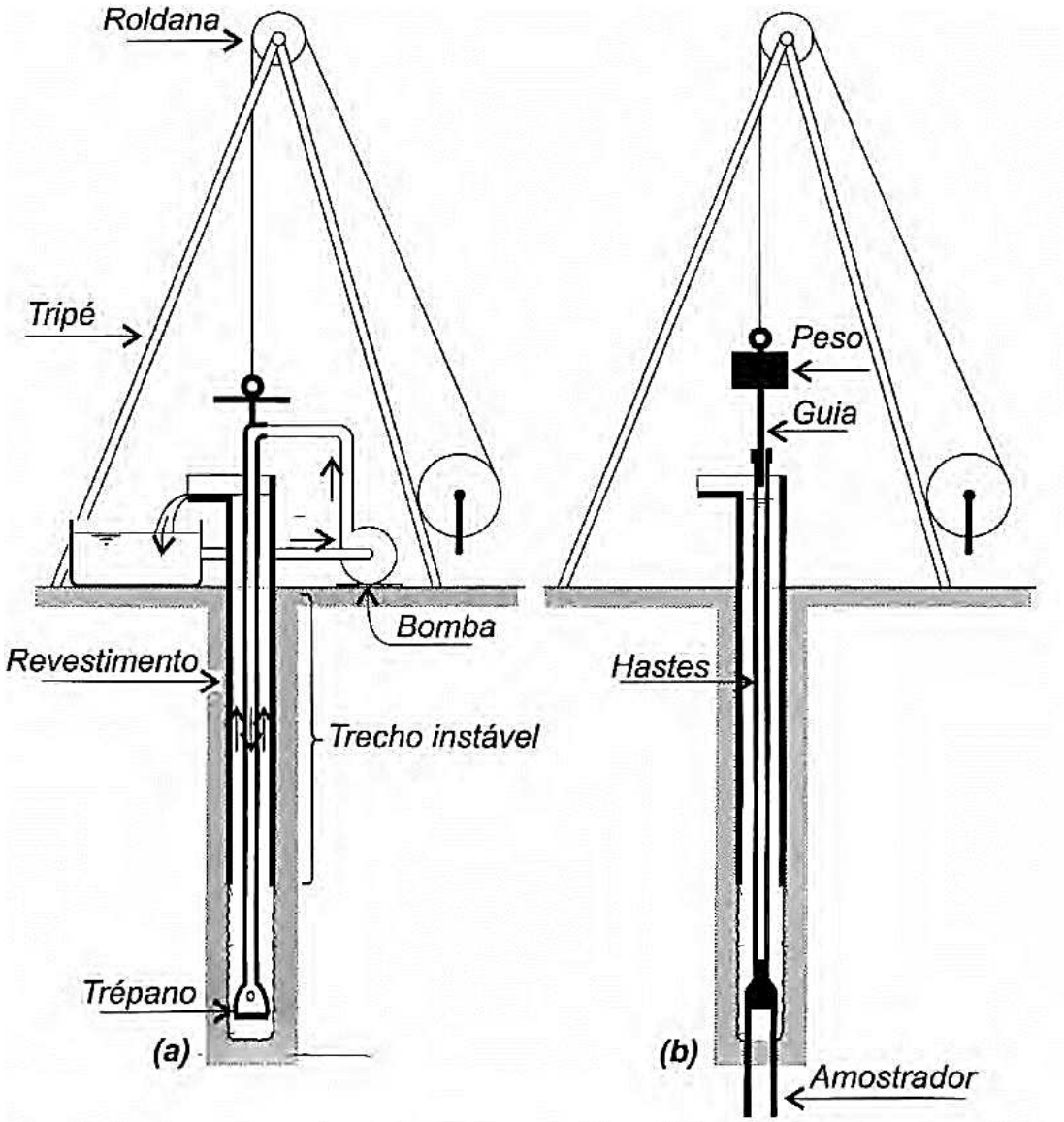
- Determinar o tipo e profundidade do solo;
- Presença e respectiva profundidade do nível d’água; e,
- Resistência à penetração por metro.

Outro dado interessante obtido neste ensaio é o nível d´água no terreno obtido por meio da perfuração do solo com o auxílio de um trado, até que sua ocorrência seja encontrada. Outro modo de verificar a presença d’água, é instalando um medidor de nível d’água aproveitando o furo de sondagem. Este

tipo de sondagem é limitado por não romper matacões ou solos muito bem compactados. Desta forma é recomendado observar a norma vigente para os procedimentos a seguir (VELOSSO e LOPES, 2010).

Na Figura 4 demonstra-se uma representação dos componentes utilizados em um ensaio SPT.

Figura 4 - Ensaio SPT



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

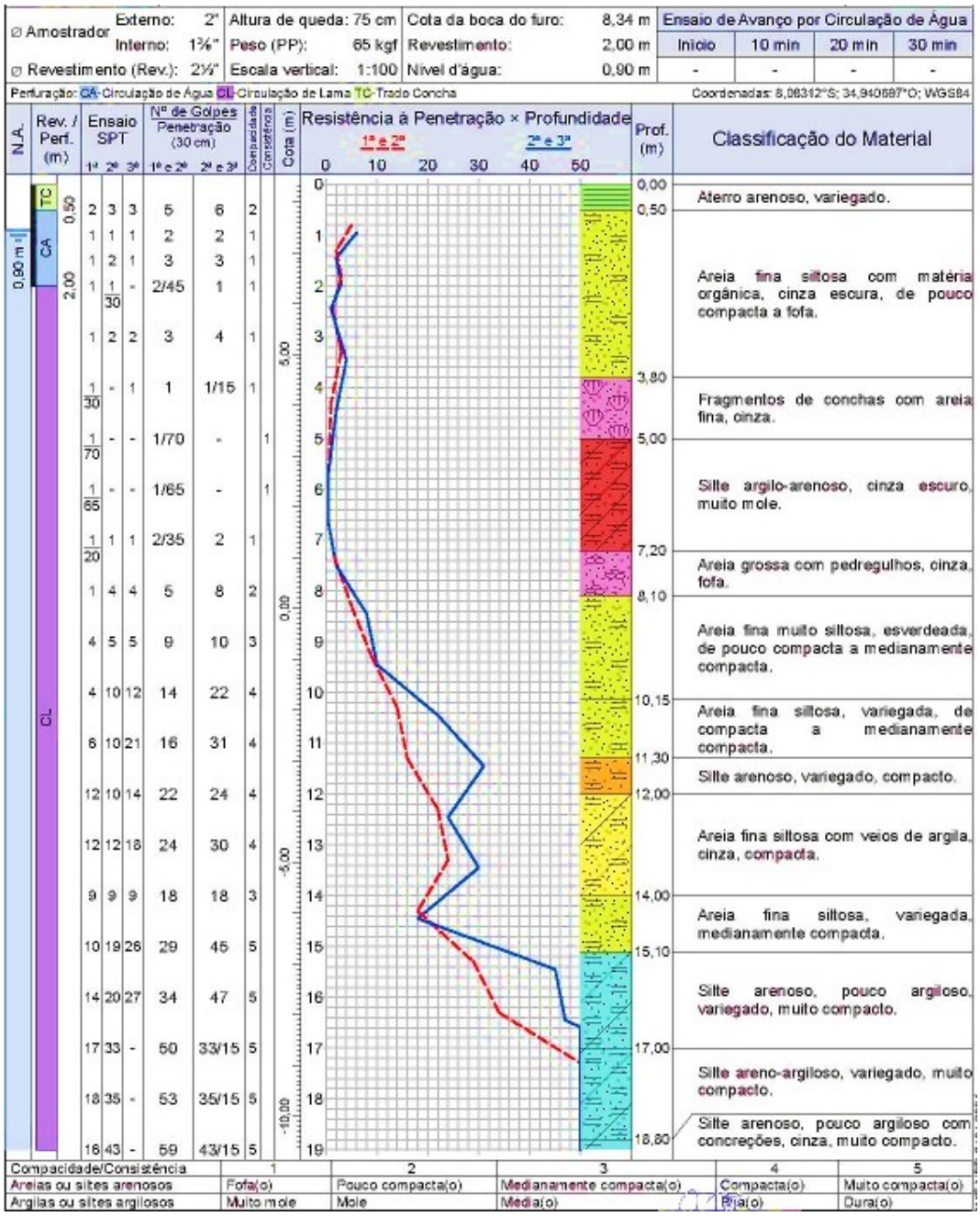
Após a locação dos furos de sondagem (conforme NBR 8036) deve-se realizar a marcação com o auxílio de piquetes de madeira ou de materiais apropriados, estando devidamente identificado (ABNT, 2001).

Em síntese, o ensaio é feito através de uma equipe, que com o auxílio de um tripé, crava o amostrador golpeando-o com um martelo com 65 kg a 75 cm de altura. Os golpes deverão ser registrados como os necessários para

cravar o amostrador no solo em 45 cm, em camadas de 15 cm. No final, deverão ser anotados os golpes necessários para cravar os últimos 30 cm. Tira-se desde valor, o número de resistência SPT (VELLOSO E LOPES, 2010). A partir deste momento no presente trabalho, será representado por N_{SPT}.

Após a obtenção do número de golpes é possível a determinação de algumas características do solo, tais como sua compacidade, consistência e resistência. Ao retirar o amostrador a cada metro do furo é possível realizar uma classificação táctil visual do material. Na Figura 5, uma demonstração de um boletim de sondagem onde são demonstrados todos os dados da realização do ensaio, dados do local da extração do material, os dados técnicos de interesse inicial do ensaio. É possível observar o valor N_{SPT}, exibir algumas características do material e a existência do lençol freático (ver Figura 5). Vale destacar algumas informações interessantes para uma boa análise dos resultados. Ao apresentar um valor N_{SPT} fracionado, como por exemplo 33/15, significa que, com 33 golpes, o amostrador percorreu apenas 15 cm do solo, e não os 30 cm padrões. Assim quando apresenta o valor de 0 para esta medição, onde indica que não foram necessários golpes para que o martelo atingisse a profundidade padrão (REBELLO, 2008).

Figura 5 - Exemplo boletim de sondagem em um solo com predominância de areia com presença de água



Fonte: Sondgeo, 2019.

O Anexo A da NBR 6484/01 (Figura 6) apresenta uma tabela onde demonstra a utilização da terminologia para os estados de compacidade. Ao obter o tipo de material encontrado no solo, juntamente com o valor de golpes N (N_{SPT}) do índice de resistência à penetração, é possível a classificação conforme a característica do material.

Figura 6 - Anexo A da NBR 6484/01 - Tabela dos estados de compacidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação[1)]
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

[1)] As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: ABNT, 2001.

2.4.1.2 Sondagens Rotativas e Mistas

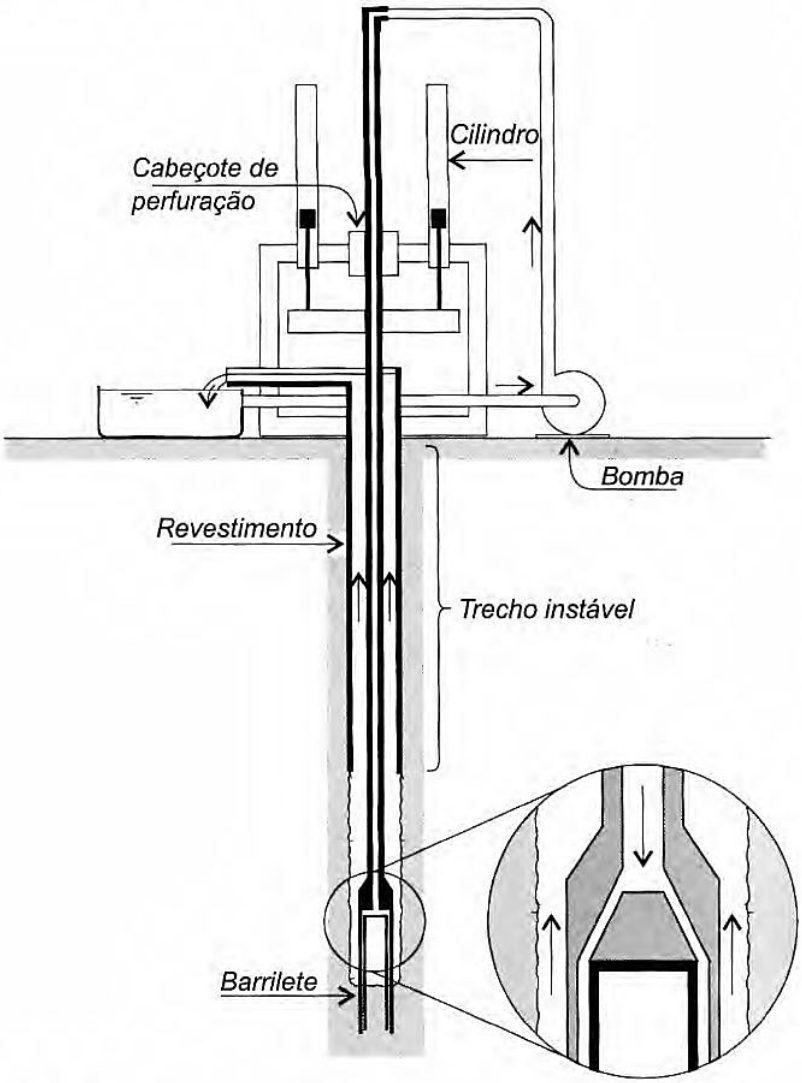
As sondagens rotativas são utilizadas quando o ensaio SPT não consegue ultrapassar um solo muito compacto ou com presença de rochas.

Nesta sondagem é inserido no furo um tubo chamado de barrilete. Na extremidade do tubo é acoplada uma peça denominada coroa, que, devida a sua dureza e seu formato consegue perfurar o material a ser estudado. São partes do equipamento do ensaio: sonda motorizada, bomba d'água, hastes, barriletes e coroas (ABGE, 1998).

Inicialmente, a ideia consiste em realizar a rotação da haste forçando-a para baixo, executando desse modo a perfuração do material. O barrilete é a ferramenta responsável por realizar o corte e retirar os testemunhos da rocha. As sondagens mistas trata-se dos casos em que é necessária a utilização de uma sondagem rotativa aliada a uma sondagem a percussão (VELLOSO e LOPES, 2010).

Na Figura 7 é apresentado um desenho esquemático da sondagem rotativa.

Figura 7 - Desenho esquemático de uma sondagem rotativa



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

2.5 RESISTÊNCIA DO SOLO PARA FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Após a realização dos ensaios citados anteriormente é possível obter alguns parâmetros geotécnicos dos solos estudados.

A fim de garantir a segurança das fundações, alguns requisitos devem ser atendidos, como as deformações aceitáveis (ELS), a segurança quanto ao colapso do solo (ELU do solo) e a segurança dos elementos estruturais (VELLOSO e LOPES, 2010, *apud* CAMPOS, 2015).

As fundações para as estruturas metálicas das LT's sofrem alguns tipos de esforços, como os de compressão e arrancamento, além dos esforços de tombamento. O dimensionamento deverá atender o carregamento mais desfavorável a fundação (QUENTAL, 2008).

No item 2.8 "Dimensionamento das Fundações" deste trabalho, abordaremos as verificações necessárias para o dimensionamento da parte geotécnica e da parte estrutural da fundação.

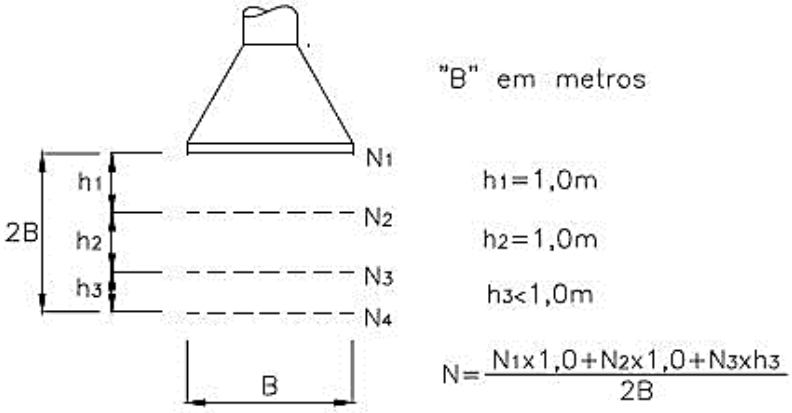
2.5.1 Tensão Admissível do Solo Conforme Valor N_{SPT}

Segundo Chaves (2004), atualmente o método mais utilizado para obter o valor da tensão admissível do solo é a correlação empírica com o número de golpes (N_{SPT}) obtidos na sondagem SPT. Para isto, o autor lista algumas condições para a utilização deste método:

- Não deverá haver um valor N_{SPT} na cota de assentamento da base da fundação abaixo tensão admissível;
- Não ter presença de solos porosos e colapsíveis abaixo da cota de assentamento;
- Somente apoiar a fundação em aterros compactados mecanicamente e com seu adensamento controlado; e,
- Utilizar para valores no intervalo entre $5 \leq N_{SPT} \leq 20$, para evitar o assentamento em solos moles ou em solos com uma tensão muito elevada.

A Figura 8 demonstra um método para calcular o valor de N médio, segundo as dimensões da fundação.

Figura 8 - Método de obtenção do valor N médio



Fonte: Chaves, 2004.

$$N = \frac{N_1 \times 1 + N_{2X} \times 1 + N_3 \times h_3}{2B} \quad (1)$$

Sendo:

$h_1 = h_2$ – 1 metro;

$h_3 < 1$ metro; e,

B – Diâmetro da base (em metros)

A partir do valor N_{SPT} médio, e com o conhecimento do tipo de solo aplicado, obtém-se o valor da tensão admissível a partir das seguintes equações empíricas de Chaves (2004):

$$\sigma_{ADM} = \frac{N}{40}\ (MPa) - Para\ Argilas\ e\ Siltes \quad (2)$$

$$\sigma_{ADM} = \frac{N}{50}\ (MPa) - Para\ Siltes\ Micáceos \quad (3)$$

$$\sigma_{ADM} = \frac{N}{50}\ (MPa) - Para\ Areias\ Finas \quad (4)$$

$$\sigma_{ADM} = \frac{3N}{100}\ (MPa) - Para\ Areias\ Grossas \quad (5)$$

Rebello (2008) demonstra alguns métodos de obtenção do valor de resistência do solo relacionando-a ao N_{SPT}. Nesta etapa, apresentaremos o Quadro 4, Quadro 5 e o Quadro 6 onde inicialmente poderá ser obtido o valor da tensão admissível do solo, como algumas outras características geotécnicas.

Quadro 4 - Taxa do solo em função do material e do valor N_{SPT}

Tipo De Solo	NSPT	Taxa Do Solo (kgf/cm²)
Areia e Silte	0 – 4	0 – 1
	5 – 8	1 – 2
	9 – 18	2 - 3
	19 - 40	≥ 4
Argila	0 – 2	0 – 0,25
	3 – 5	0,5 – 1
	6– 10	1,5 – 3
	11 – 19	3 - 4
	≥ 19	≥ 4

Fonte: Adaptado de Rebello, 2008.

Quadro 5 - Características da argila em função do N_{SPT}

N_{SPT}	Consistência	Tensão Admissível (kgf/cm²)	Atrito Lateral (kgf/cm²)
< 2	Muito Mole	< 0,25	-
2 – 4	Mole	0,25 – 0,50	< 0,10
4 – 8	Média	0,50 – 1,00	0,10 – 0,40
8 – 15	Rija	1,00 – 2,00	0,40 – 0,80
15 – 30	Muito Rija	2,00 – 4,00	0,80 – 1,20
> 30	Dura	> 4,00	> 1,20

Fonte: Adaptado de Rebello, 2008.

Quadro 6 - Características da areia em função do N_{SPT}

N_{SPT}	Consistência	Tensão Admissível (kgf/cm²)	Atrito Lateral (kgf/cm²)	Ângulo De Atrito Interno
< 4	Muito Fofa	-	-	< 30 º
5 – 8	Fofa	< 1,00	< 0,50	30º - 35 º
9 – 18	Medianamente compacta	1,00 – 3,00	0,50 – 1,20	35º - 40 º
19 – 41	Compacta	2,00 – 5,00	1,20 – 1,90	40º - 45 º
> 41	Muito compacta	> 5,00	> 1,90	> 45 º

Fonte: Adaptado de Rebello, 2008.

2.5.1.1 Tensão admissível por Terzaghi

O método de Terzaghi (1943 *apud* Cintra, Aoki e Albiero, 2011) apresenta outra forma de dimensionar a capacidade de carga do solo, levando-se em conta os seus métodos de ruptura. Para a ruptura geral, a equação é dada por:

$$\sigma_r = cN_C S_C + qN_q S_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (6)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{3} \quad (7)$$

Onde:

N_C, N_q e N_γ – Fatores de capacidade de carga;

S_C, S_q e S_γ – Fatores de forma da fundação;

B – Menor lado da fundação;

q – Tensão efetiva na cota de assentamento da fundação;

C – Coesão; e

γ – Peso específico do solo.

Os fatores de capacidade de carga são dados por:

$$N_q = e^{\pi.tg(\theta)} \times tg^2 \times (45° + \frac{\theta}{2}) \quad (8)$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right).cotg(\theta) \quad (9)$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right).tg(\theta) \quad (10)$$

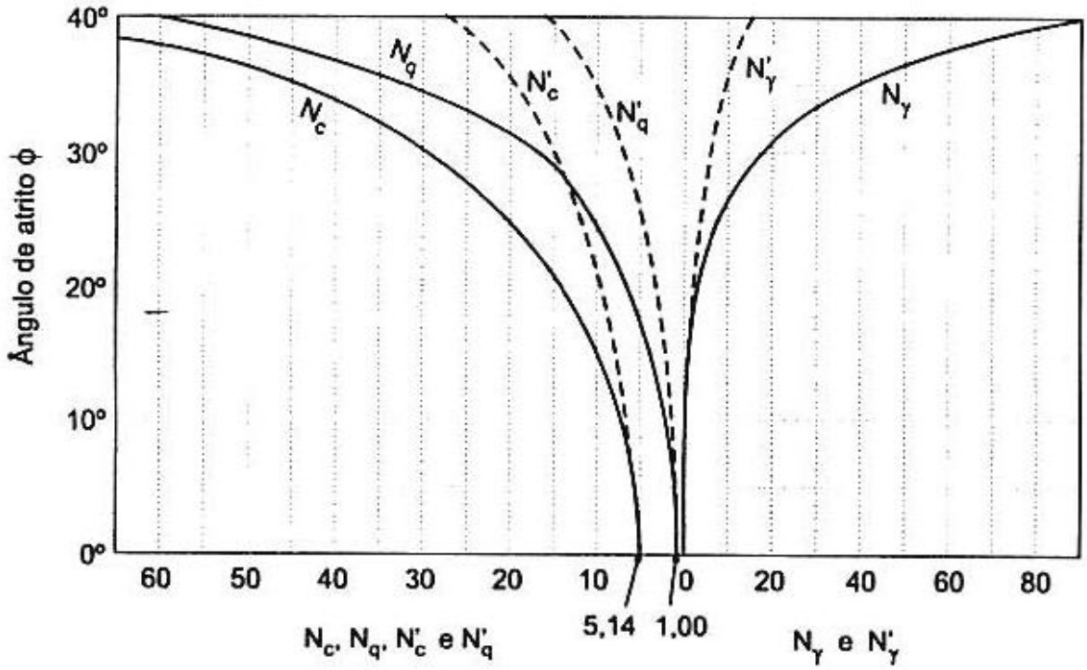
Nos casos de ruptura por puncionamento (solos moles), Nq', Nc' e Nγ' são dados pela Figura 9.

Outras características também são dadas por:

$$c' = \frac{2}{3}c \quad (11)$$

$$tg(\theta') = \frac{2}{3}tg(\theta) \quad (12)$$

Figura 9 – Fatores de capacidade de carga



Fonte: Terzaghi e Peck, 1967 *apud* Cintra e Aoki, 2011.

Já os fatores de forma Sq, Sc e S_γ são dadas pelo Quadro 7:

Quadro 7 – Fatores de forma de Terzaghi-Peck

Sapata	Sc	Sq	S_γ
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada (B=L)	1,2	1	0,8
Circular (B=Diâmetro)	1,2	1	0,6

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki, 2011.

2.5.2 Capacidade de Carga para fundações profundas

Os autores Cintra e Aoki (2010) apresentam métodos para as determinações de capacidade de carga para estacas. Dentre eles, apresentamos os mais utilizados, os semiempíricos definidos por Aoki-Velloso (1975) e Decourt-Quaresma (1978). Resumidamente, essas metodologias consideram duas parcelas de resistência, sendo uma na ponta da fundação e outra ao longo de sua área lateral, devido ao contato com o solo, conforme a Figura 10. A capacidade de carga, para os dois métodos, é dada por:

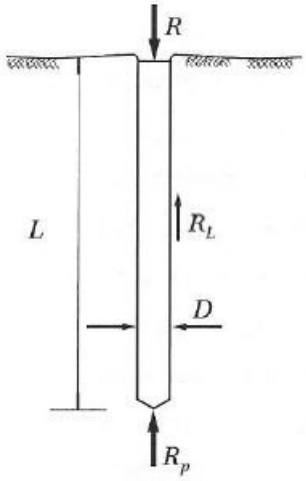
$$R = R_L + R_p \tag{13}$$

Onde:

R_L – Resistência Lateral; e

R_P – Resistência de Ponta.

Figura 10 – Parcelas das capacidades de carga em uma estaca



Fonte: Cintra e Aoki, 2011.

2.5.2.1 Aoki-Velloso

Conforme demonstrado anteriormente, sobre as parcelas de resistência, dá-se continuidade ao método, desenvolvendo as equações.

Logo, as resistências são dadas por:

$$R_L = U \times \sum(r_L \times \Delta_L) \quad (14)$$

$$R_P = r_P \times A_P \quad (15)$$

Sendo:

Δ_L – Altura da área lateral a ser estudada (recomenda-se a utilização de 1 m, a fim de facilitar os cálculos); e

A_P – Área da base da estaca.

Ou seja,

$$R = U\sum(r_L \times \Delta_L) + r_P \times A_P \quad (16)$$

Onde,

$$r_P = \frac{KN_P}{F_1} \quad (17)$$

$$r_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad (18)$$

Sendo:

N_P – N_{SPT} na base da estaca; e

N_L – N_{SPT} médio na camada de solo da variável Δ_L.

No Quadro 8 e no Quadro 9 é possível determinar a razão de atrito, os fatores de correção e o coeficiente K, para a realização dos cálculos anteriores.

Quadro 8 - Fatores de correção atualizados

Tipo De Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-Moldada	1+D/0,80	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice Contínua E Ômega	2,0	2 F1

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso, 1975 *apud* Cintra e Aoki, 2011.

Quadro 9 - Coeficiente K e razão de atrito

Solo	K (MP_a)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso, 1975 *apud* Cintra e Aoki, 2011.

No Quadro 8 recomenda-se utilizar o método original, podendo melhorar os coeficientes, desde que as sugestões sejam com validade comprovada.

2.5.2.2 Decourt-Quaresma

Conforme demonstrado anteriormente, sobre as parcelas de resistência, dá-se continuidade ao método, desenvolvendo as equações.

Logo, as resistências são dadas por:

$$R_L = r_L U L \tag{19}$$

$$r_L = 10\left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \tag{20}$$

Atendendo aos limites:

$$3 \leq N_L \leq 50 \tag{21}$$

$$r_P = C \times N_P \times A_P \tag{22}$$

Sendo:

N_P – Valor médio de SPT entre a cota de assentamento, e os níveis imediatamente superior e inferior.

Sendo o valor de C obtido no Quadro 10.

Quadro 10 - Coeficiente C

Tipo De Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso *	200
Silte arenoso *	250
Areia	400

* Alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Adaptado de Decourt, 1996 *apud* Cintra e Aoki, 2011.

Para as estacas escavadas são utilizados dois novos fatores, indicados no Quadro 11 e Quadro 12.

Quadro 11 - Coeficiente conforme tipo de estaca e de solo α

Tipo De Solo	Tipo De Estaca				
	Escavada Em Geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada Sob Altas Pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

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

Fonte: Adaptado de Decourt, 1996 *apud* Cintra e Aoki, 2011.

Quadro 12 - Coeficiente conforme tipo de estaca e de solo β

Tipo De Solo	Tipo De Estaca				
	Escavada Em Geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada Sob Altas Pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

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

Fonte: Adaptado de Decourt, 1996 *apud* Cintra e Aoki, 2011.

Desta forma, a equação final é dada por:

$$R = C \times N_P \times A_P \times \alpha + \beta\ 10\left(\frac{N_L}{3} + 1\right) UL \tag{23}$$

2.5.3 Parâmetros Geotécnicos

Os autores Cintra, Aoki e Albiero (2011) demonstram outras correlações entre os valores N_{SPT} e os parâmetros geotécnicos que podem ser utilizados. Nesta seção, demonstraremos outros três parâmetros ainda não descritos no presente trabalho, o ângulo de atrito, o peso específico e a coesão.

Vale ressaltar que é recomendado utilizar sempre os ensaios laboratoriais para obter os dados com precisão. Os valores obtidos através das fórmulas empíricas deverão sempre ser aplicados com cautela devido a imprecisão dos seus valores.

2.5.3.1 Coesão

Quando impossibilitado da realização de ensaios em laboratório, Teixeira e Godoy (1996, *apud* Cintra, Aoki e Albiero, 2011) sugere a utilização da seguinte correlação com o valor N_{SPT}:

$$C = 10Nspt\ (kPa) \tag{24}$$

2.5.3.2 Peso Específico

Também em casos de impossibilidade da realização de ensaios em laboratórios, Godoy (1972, *apud* Cintra, Aoki e Albiero, 2011) sugere a utilização do Quadro 13 e do Quadro 14 para correlação dos pesos específicos.

Quadro 13 - Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	19

Fonte: Adaptado de Godoy, 1972 *apud* Cintra; Aoki; Albiero, 2011.

Quadro 14 - Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Consistência	Peso Específico (kN/m³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco Compacta			
9 – 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito Compacta			

Fonte: Adaptado de Godoy, 1972 *apud* Cintra; Aoki; Albiero, 2011.

2.5.3.3 Ângulo de atrito

Para a obtenção deste parâmetro, podem ser utilizadas fórmulas empíricas nas condições não drenadas, além da Figura 11, que utiliza a tensão vertical efetiva à cota de assentamento do valor N_{SPT}.

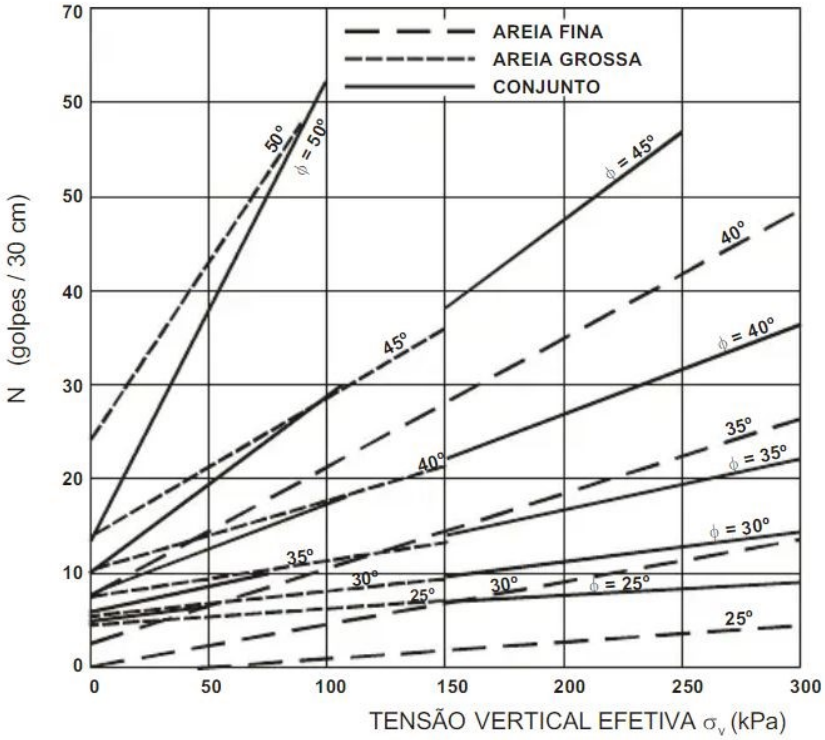
Por Godoy (1983, *apud*):

$$\theta = 28° + 0{,}4Nspt \quad (25)$$

Por Teixeira (1996, *apud*):

$$\theta = \sqrt{20Nspt} + 15° \quad (26)$$

Figura 11 – Ângulo de atrito interno



Fonte: Adaptado de Mello, 1971 *apud* Cintra; Aoki; Albiero, 2011.

2.6 TIPIFICAÇÃO DO SOLO

Por meio dos resultados obtidos nas campanhas de investigação geotécnica da linha de transmissão, estes formalizados pelos boletins de sondagem, os quais são previstos pontualmente de forma estratégica ao longo do traçado da linha, é iniciado o trabalho de tipificação dos solos, o qual tem como objetivo agrupar todos os solos encontrados ao longo traçado da LT em grupos onde os solos tenham características (parâmetros geotécnicos) bem próximas, provendo confiabilidade ao projeto geotécnico. Desta forma, permite que o projetista estabeleça uma padronização de projetos de fundação (conhecidos como projetos tipo) para cada tipo de estrutura, em função do tipo de fundação e do tipo de solo. Para os casos em que, de alguma forma, o grupo de fundações padronizadas não atendem a demanda de projeto, por exemplo, situações em que os afloramentos fogem dos valores padrões ou casos pontuais em que as fundações forçam a soluções estaqueadas ou híbridas, é necessário nessas situações elaborar projetos de fundação especiais (AMARAL, 2015).

No Quadro 15 são apresentadas as sugestões de características dos solos devido a sua tipificação, enquanto que o Quadro 16 aborda as características das rochas.

Quadro 15 - Tipificação dos solos e seus parâmetros

Tipo De Solo	N_{SPT}	Coesão (kN/m²)	Ângulo De Atrito	γ (kN/m²)	σ_{ADM} (kN/m²)	α (Método Do Cone)	Adesão Solo/Concreto (kN/m²)
I	9 – 18	30 – 40	≤ 32º	16 – 18	200 – 400	20 º - 25 º	≤ 25º
II	6 – 12	25 – 30	≤ 28º	15 - 17	100 - 200	17,5º - 22,5 º	≤ 20º
III	6 - 12	25 - 30	≤ 25º	14 - 16	100 - 200	15º - 20º	≤ 20º
IV	3 - 6	≤ 15	≤ 20º	12 - 14	≤ 100	10º a 15º	≤ 10º

Fonte: Adaptado de FURNAS, 2003 *apud* Amaral, 2015.

Quadro 16 - Tipificação das rochas e seus parâmetros

Tipo De Rocha	RQD	γ (kN/m²)	σ_{ADM} (kN/m²)	Adesão Rocha/Concreto (kN/m²)
V	75 - 100	24 – 29	1000 - 3000	1/10*Rck
VI	25 - 75	20 - 22	600 - 1200	1/10*Rck

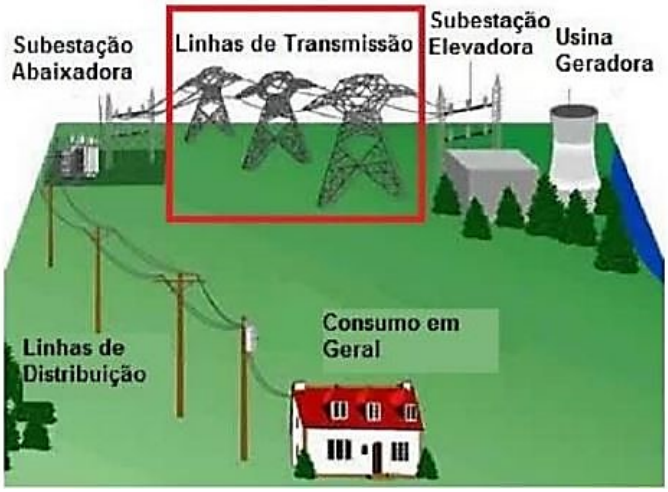
Fonte: Adaptado de FURNAS, 2003 *apud* Amaral, 2015.

2.7 LINHAS DE TRANSMISSÃO

As linhas de transmissão são compostas por diversos elementos, como as estruturas metálicas (sendo elas classificadas como estaiadas ou autoportantes), cabos, sinalizações, para-raios, isoladores e as fundações. Devido ao fato do aumento na construção das LT's e do aumento das tensões das transmissões, houve a substituição das estruturas que suportam os cabos, adequando-se a esses novos requisitos. As antigas, feitas de concreto ou de madeira foram substituídas pelas estruturas metálicas (VELOZO, 2010).

Na Figura 12, um desenho esquemático das componentes de uma LT.

Figura 12 – Rede de distribuição de energia



Fonte: Lucas, 2017.

Sobre as LT's, ABGE (1998) diz:

> As linhas de transmissão de energia elétrica e as dutovias são obras de engenharia muito superficiais, envolvendo quase sempre apenas o horizonte de solo e a rocha decomposta, que têm uma das suas dimensões significativamente maior do que as demais, ou seja, a sua principal característica é a linearidade. Num país de grande extensão territorial como o Brasil, este aspecto adquire maior relevância, sendo comuns os traçados com muitas centenas e até milhares de quilômetros, que atravessam regiões de grande diversidade morfológica, rios, ambientes marinhos costeiros e regiões metropolitanas. Mais importante ainda, é a diversidade geológica encontrada, pois, em geral, são interceptadas diferentes formações geológicas, com geológicas, com os tipos de solos e condições hidrogeológicas e fenomenológicas a ela associados, exigindo projetos de engenharia também diversificados para as suas escavações e fundações.

Na Tabela 1 pode ser observado o crescimento das LT's no Brasil, com os valores de 2017 e uma projeção para o ano de 2023.

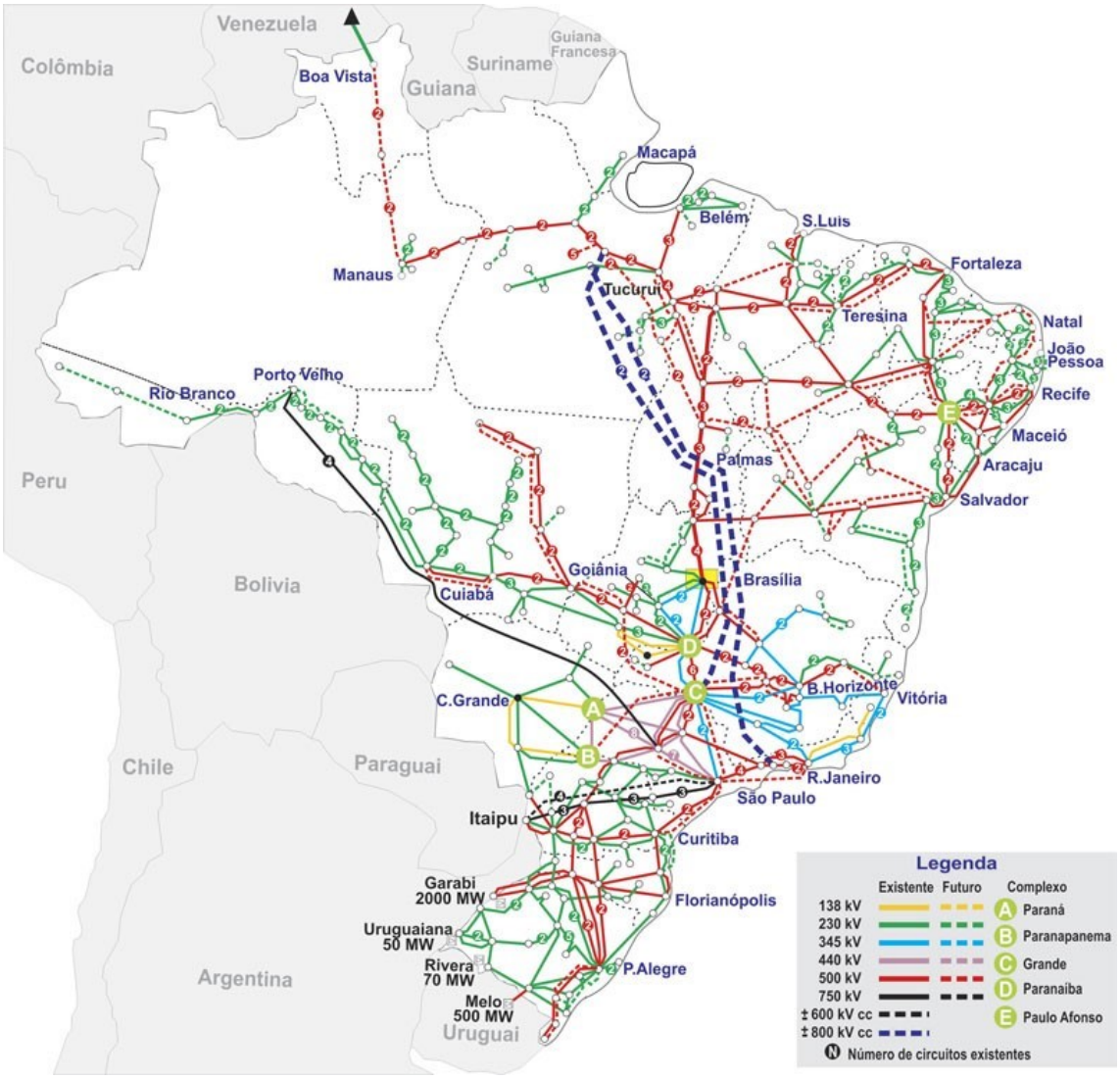
Tabela 1 - Projeção e comparativo de extensões de linhas de transmissão

Potência (kV)	Extensões (km)		Crescimento (%)
	2017	2023	
800 CC	4.600	9.636	109
750	2.683	2.683	0
600 CC	12.816	12.816	0
500	47.750	71.891	51
440	6.748	6.969	3
345	10.320	11.492	11
230	56.471	69.977	24

Fonte: Adaptado de ONS, 2019.

A Figura 13 demonstra o traçado das Linhas de Transmissão no Brasil no ano de 2017 através do mapa do Sistema Interligado Nacional.

Figura 13 - Mapa do SIN- Sistema Interligado Nacional – Horizonte 2017



Fonte: ONS, 2019.

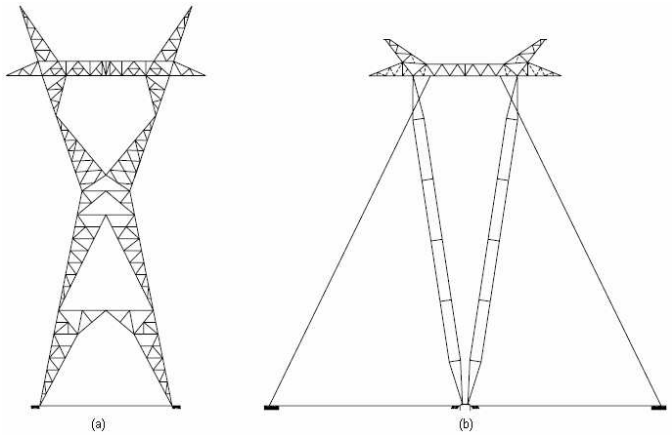
2.7.1 Tipos de Estruturas Empregadas nas LT's

As estruturas metálicas para linhas de transmissão são apresentadas das mais variadas formas, conforme seu carregamento e seu local de aplicação, visando sempre um melhor desempenho com um menor custo. As estruturas treliçadas são as mais utilizadas no país, tendo em vista a performance que as construções metálicas podem oferecer, tais como sua esbeltez, menores pesos e trabalhabilidade. As estruturas são montadas em partes, como as extensões e seus pés, a fim de atender de melhor forma todas as aplicações. Este fato obriga que todas estas combinações sejam estudadas no dimensionamento. As estruturas geralmente são espaçadas entre 400 a 600 metros, podendo apresentar variações de espaçamento acima dos 1.000 m (VELOZO, 2010).

Os distintos tipos de estruturas podem ser agrupados em alguns grupos, segundo a sua aplicação e sobre os carregamentos aplicados por elas nas fundações. O primeiro grupo são provenientes das funções das estruturas, como as estruturas que suportam mudança nos cabos, como direção, elevação, início e fim de linha, entre outros. A outra subdivisão, são distintas pelos seus carregamentos em duas categorias, as autoportantes, que transmitem esforços de tração e de compressão nos seus pés e as estaiadas, as mais comumente utilizadas, que transmitem esforços de tração nos seus estais e de compressão na sua base do mastro, seja ele central ou duplo (FURNAS, 2005; AGUILERA, 2007 *apud* VELOZO, 2010).

A Figura 14 demonstra uma simplificação dos tipos de estruturas metálicas utilizados, as autoportantes e as estaiadas.

Figura 14 - Estruturas componentes das LT's: Autoportante (a) e estaiada (b)



Fonte: Garcia, 2005.

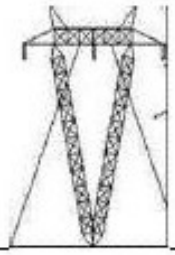
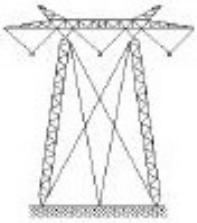
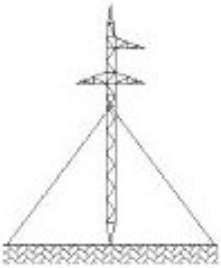
O Quadro 17 apresenta exemplos das estruturas autoportantes. No Quadro 18 demonstra exemplos das estruturas estaiadas.

Quadro 17 - Exemplos de estruturas autoportantes

Tipo de Estrutura		Configuração	Características	Esquemas
Rígida/ Auto-portante	Circuito Simples	Horizontal	Estruturas mais baixas Cargas mais reduzidas nas fundações	
		Vertical	Menor largura de faixa	
		Delta	Reduz as perdas elétricas	
		Compacta	Permite uma maior transmissão de energia	
	Circuito Duplo	Vertical	Menor largura de faixa Cargas maiores nas fundações	
		Triangular	Reduz as perdas elétricas	

Fonte: Quental, 2008.

Quadro 18 - Exemplos de estruturas estaiadas

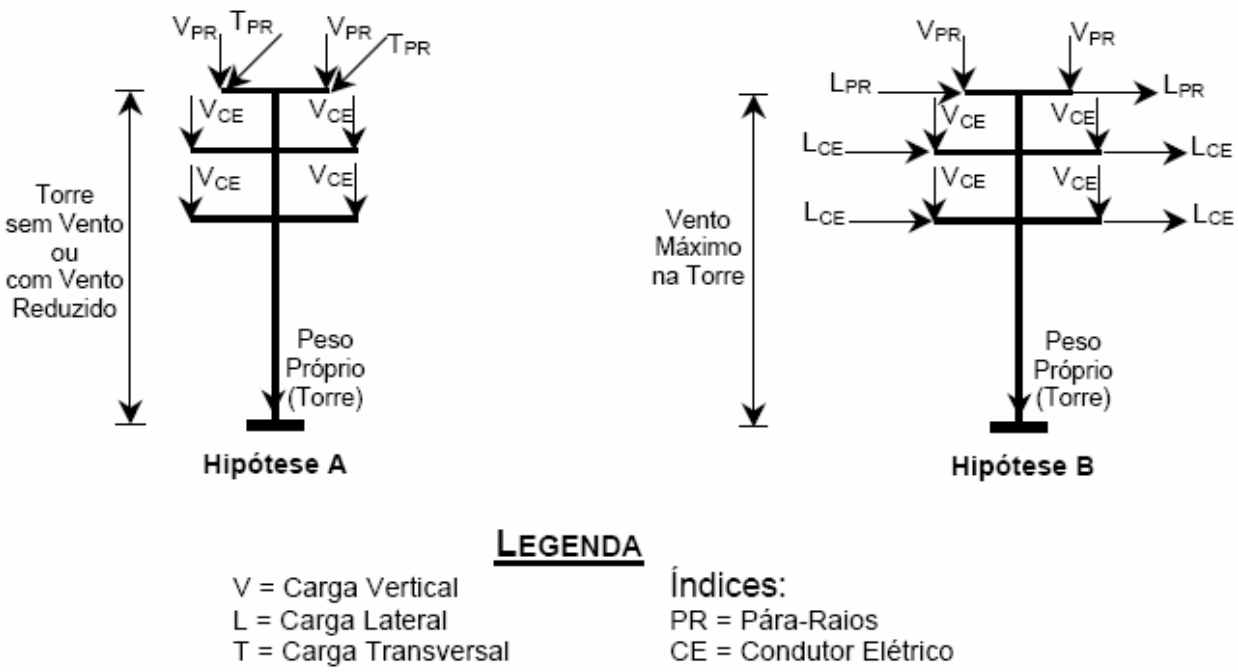
Tipo de Estrutura	Configuração	Características	Esquemas
Flexível / Estaiada/Circuito simples	Estaiada em V	Simplicidade Estrutural	
		Boa estabilidade e resistência	
	Portal estaiada	Menos econômica das estaiadas em V	
	Delta estaiada	Estruturas mais leves	
		Facilidades na montagem mecânica	
		Grande janela central para Lts acima de 500kV	
	Monomastro – Triangular	Estruturas mais leves	
		Facilidades na montagem mecânica	
	Chainette/Cross rope	Estruturas mais leves	
		Facilidades na montagem mecânica	
		Ocupa uma grande área de estais	
		Permite uma maior transmissão de energia	

Fonte: Quental, 2008.

Os carregamentos (disponibilizados pelos fabricantes das estruturas) que a estrutura aplica sobre as fundações são devidos a ação do vento sobre as estruturas e nos cabos, tração dos estais, dos cabos, seu peso próprio, rompimento de fases, contenção ao efeito cascata e dos esforços dos cabos sobre a estrutura, como em torres no fim das linhas e em estruturas com mudanças de direção dos cabos (FURNAS, 2005; ORLANDO, 1985 *apud* GARCIA, 2005).

Esses carregamentos, conforme demonstrado por Velozo (2010) na Figura 15 são colocados em uma “árvore de cargas”, um desenho que mostra os seus pontos de aplicação representando as hipóteses de carregamento.

Figura 15 - Árvore de cargas

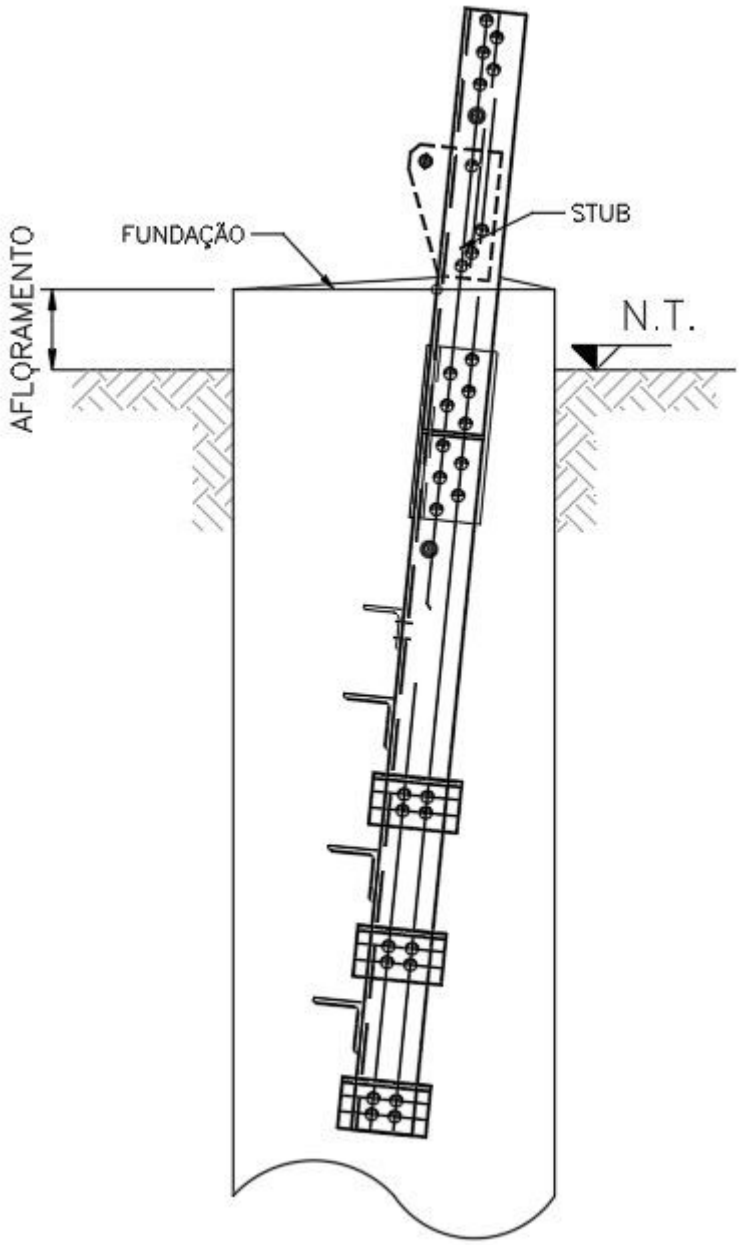


Fonte: Velozo, 2010.

Devido as configurações dos esforços resultantes nas fundações, geralmente as estruturas autoportantes possuem fundações iguais para os seus quatro pés. Seus esforços são transmitidos, da estrutura para as fundações, através de seus stub, peça metálica que faz a interligação entre as estruturas (GARCIA, 2005).

Na Figura 16 pode ser observado um desenho esquemático do stub.

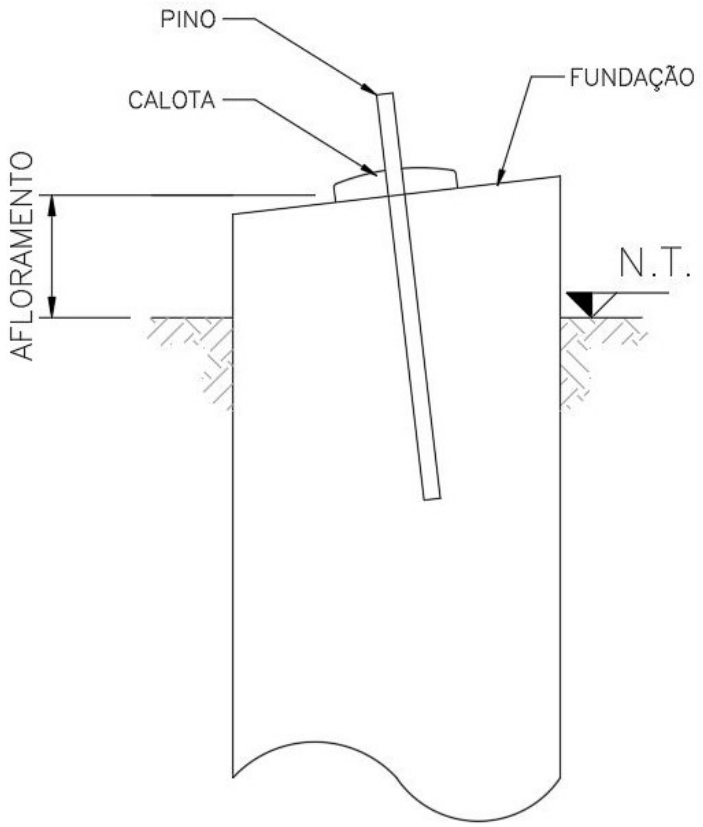
Figura 16 – Desenho esquemático ligação superestrutura com a fundação – Estrutura autoportante



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

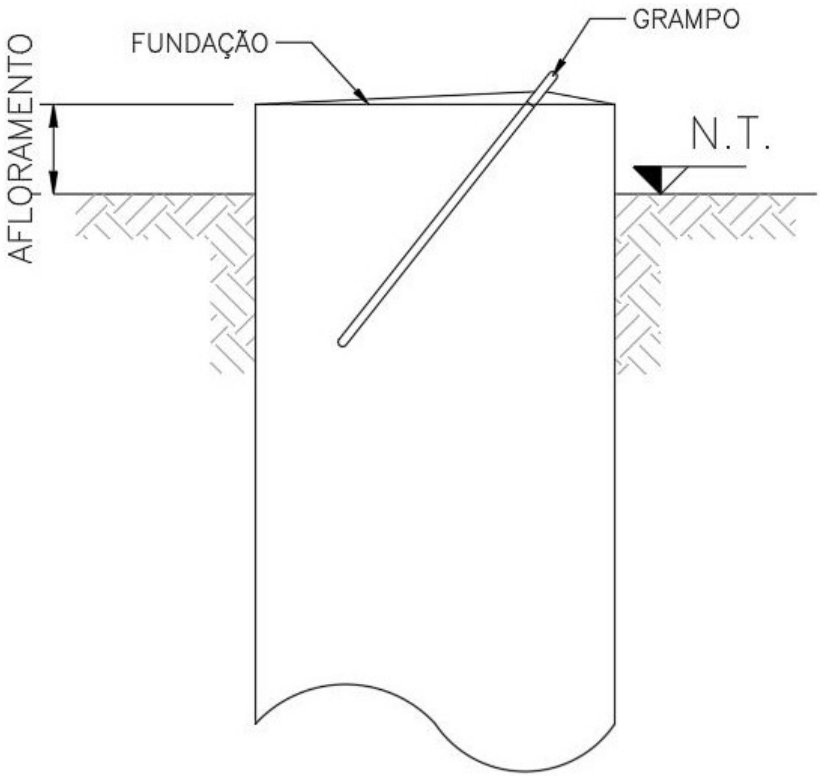
Para as estruturas estaiadas a configuração da ligação da fundação com a superestrutura é alterada. A Figura 17 apresenta o pino e a calota, responsáveis pela ligação da estrutura metálica com a fundação dos mastros. Posteriormente, a Figura 18 apresenta o grampo responsável por realizar a ligação entre o cabo do estai e a fundação.

Figura 17 – Desenho esquemático ligação superestrutura com a fundação – Mastro - Estrutura estaiada



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 18 – Desenho esquemático ligação superestrutura com a fundação – Estai - Estrutura estaiada



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

2.7.2 Fundações Aplicadas LT's

As fundações, objeto do presente estudo, são os elementos estruturais responsáveis por receber todo carregamento da supraestrutura e transmiti-lo ao solo, de forma a garantir a estabilidade da estrutura metálica. Ressalta-se que ao dimensionar as fundações, deve-se oferecer uma segurança global maior do que a da estrutura metálica. Assim sendo, as cargas aplicadas na fundação são majoradas, a fim de garantir a estabilidade, pois, em caso de colapso da estrutura metálica, a sua recuperação é feita de uma forma mais prática do que uma recuperação da fundação (VELOZO, 2010).

Para o dimensionamento da fundação, além do conhecimento do solo, necessita-se de um conhecimento da estrutura aplicada. Nesta etapa, é de suma importância ter em mãos o desenho de silhueta, do detalhamento do stub e o documento de memória de cálculo da estrutura metálica.

Diferentemente dos casos convencionais de estruturas observadas no ramo da engenharia civil, as fundações das estruturas metálicas autoportantes e estaiadas trabalham solicitadas aos esforços de compressão e tração. Nas estruturas autoportantes esses esforços ocorrem de forma combinada nos pés, alternando tração e compressão em função da direção dos esforços atuantes na estrutura metálica. Quanto às estruturas estaiadas, essa transmissão dos esforços é orientada diretamente e exclusivamente para o elemento da estrutura metálica, apresentando somente esforços de tração nos estais e de compressão nos mastros.

A nível de exemplificação, as soluções de fundações mais comuns para as estruturas autoportantes são as sapatas, os tubulões e os blocos chumbados em rocha ou estaqueados. Para as estruturas estaiadas, a concepção é similar a das estruturas autoportantes, com um diferencial no processo executivo das fundações, onde são empregados processos executivos pré-fabricados de modo a prover uma maior velocidade de execução e ganho de produtividade, haja vista que essas estruturas predominam nas linhas de transmissão. Como foi mencionado, podem ser aplicadas soluções em sapatas, tubulões e blocos chumbados ou estaqueados nas fundações dos mastros, enquanto que nas fundações dos estais podem ser utilizados tubulões, além de tirantes instalados em solo ou rocha, soluções em estacas e blocos ancorados em rocha (FURNAS, 2003 *apud* VELOZO, 2010), e ainda além dessas, concepções menos convencionais no ramo da engenharia como vigas em seção tipo “L”.

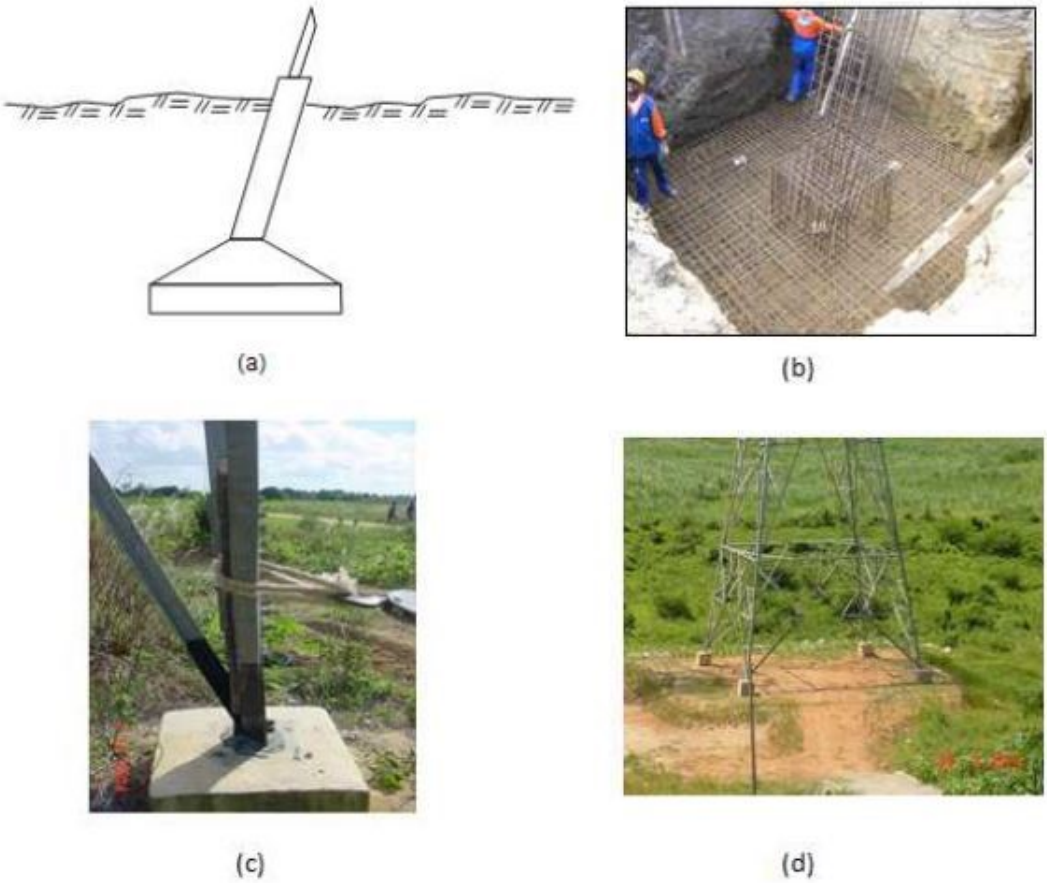
2.7.2.1 Sapatas

Trata-se das fundações mais utilizadas para os pés das estruturas autoportantes. São responsáveis carregamentos de compressão e de tração. O seu fuste (o “pilar” da sapata), diferentemente do padrão, é inclinado juntamente ao pé do stub, com o mesmo ângulo. Sua geometria pode ser quadrada, retangular e trapezoidal (QUENTAL, 2008).

Para que a fundação seja viável, utiliza-se em uma profundidade entre 2,0 e 3,0 metros, em um solo propício para fundações diretas e com o lençol freático abaixo da cota de assentamento da base da fundação e que não haja erosão no local (VELOZO, 2010).

A Figura 19 (a) apresenta um desenho esquemático da fundação. Na imagem (b) sua armadura in loco. As imagens (c) e (d) a fundação já executada.

Figura 19 – Diferentes representações e perspectivas de sapatas aplicadas em estruturas autoportantes



Fonte: Quental, 2008.

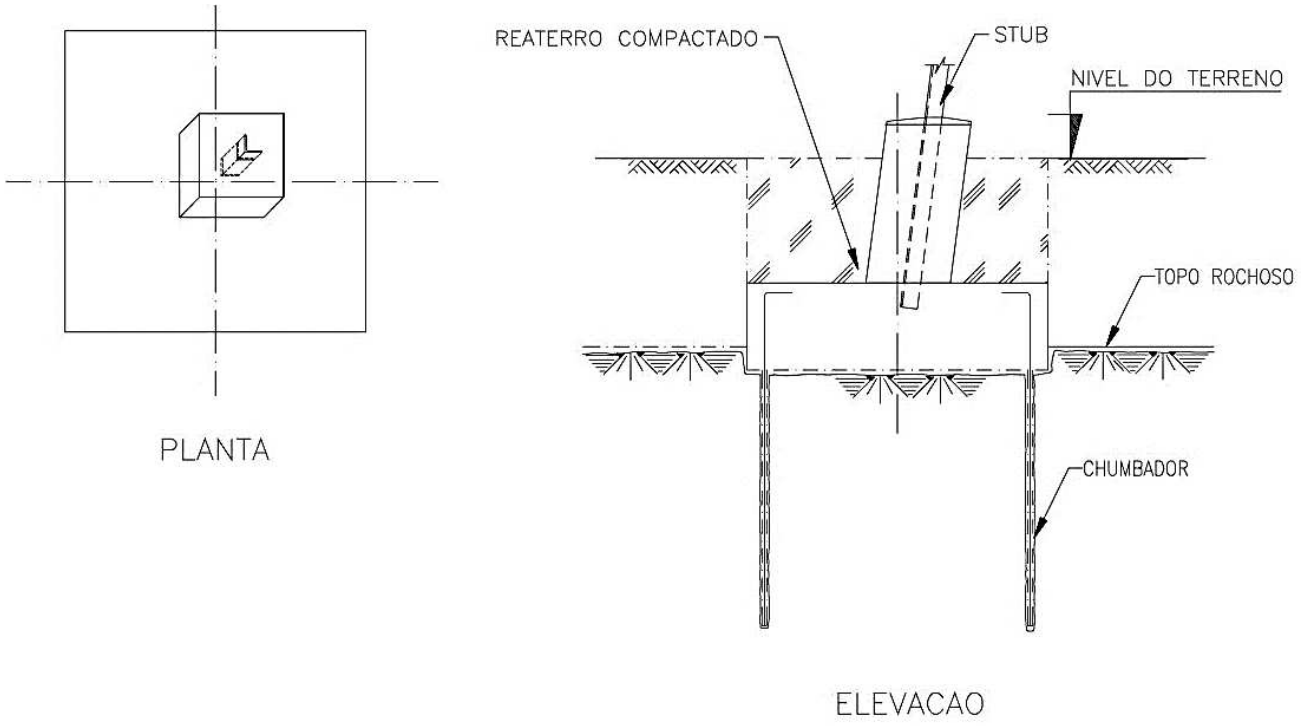
As sapatas também podem ser aplicadas como solução de fundação para os mastros das estruturas estaiadas. Nestes casos, seu fuste também acompanha a inclinação dos mastros das estruturas. Para estas estruturas, ao invés do stub é instalado um pino com uma calota para transferência dos esforços entre a fundação e a estrutura. De modo geral as sapatas se aplicam a um mastro (por exemplo, estruturas monomastro e cross rope), mas podem ocorrer situações de aplicação de uma sapata para dois mastros (por exemplo, estrutura estaiada “V”).

2.7.2.2 Blocos Chumbados em Rocha

Os blocos chumbados em rocha apresentam uma geometria parecida com as das sapatas, porém mais “compactos”. A utilização dos blocos dá-se quando não é possível assentar uma sapata ou um tubulão, nos casos em que ocorre a presença de rocha em pouca profundidade. Os blocos recebem chumbadores, para serem conectados nas rochas e responder aos carregamentos de tração recebidos pela estrutura (CHAVES, 2004). Do mesmo modo que as sapatas, os blocos chumbados podem ser aplicados tanto em nos pés das estruturas autoportantes quanto no mastro das estruturas estaiadas.

A Figura 20 detalha o bloco chumbado em rocha, em planta e em elevação.

Figura 20 – Vista em planta e elevação de um bloco chumbado em rocha para estrutura autoportante



Fonte: Chaves, 2004.

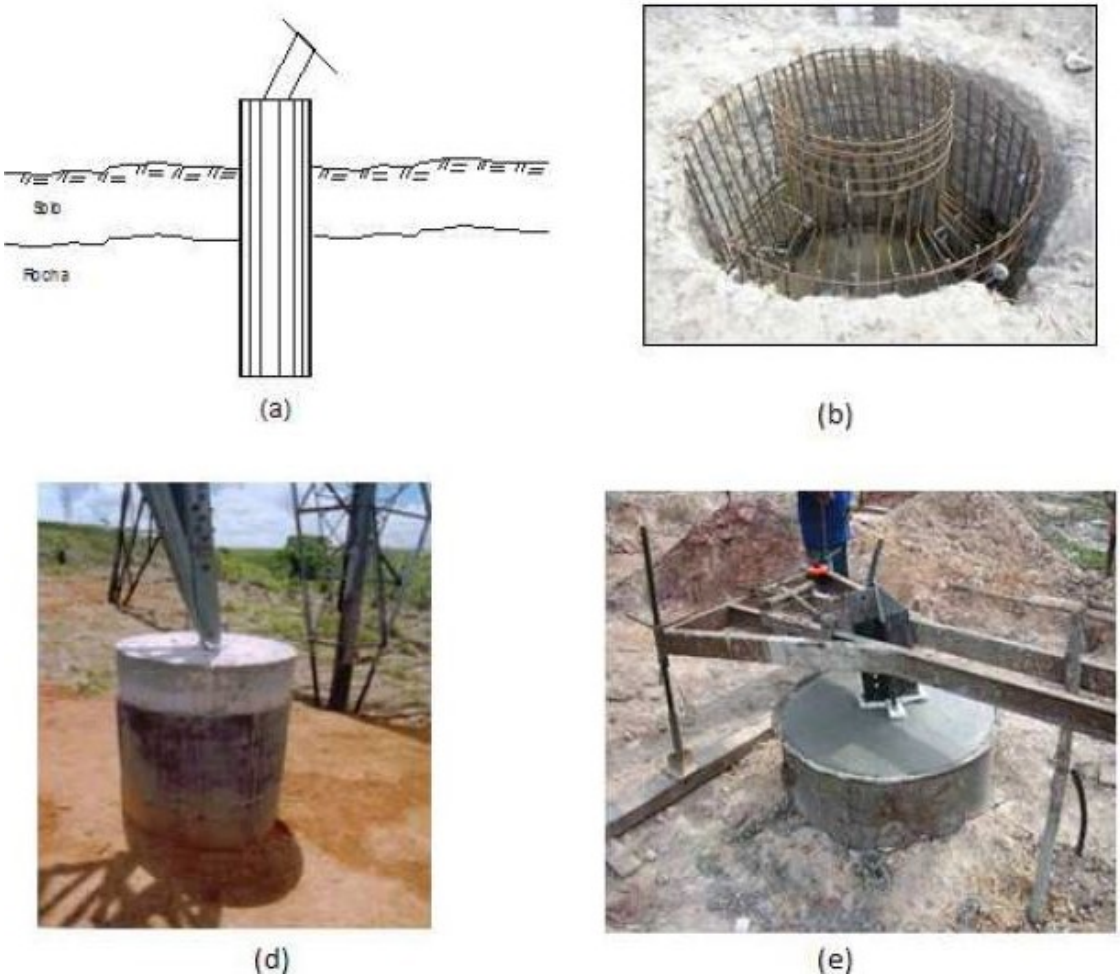
2.7.2.3 Tubulões

Os tubulões são fundações cilíndricas utilizadas acima de 3,0 m de profundidade e com diâmetro variável entre 70 a 120 cm. São utilizados tanto nos mastros e estais das estruturas estaiadas, quanto nos pés das estruturas

autoportantes. Dependendo de sua aplicação, poderá ser feito um alargamento da base para aumentar a resistência de ponta. Poderá, dependendo da aplicação também, ser chumbado em rocha (QUENTAL, 2008).

A Figura 21 (a) demonstra um desenho esquemático da fundação. Em (b) sua armadura in loco. Nas imagens (d) e (e) demonstram a fundação já executada.

Figura 21 – Diferentes representações e perspectivas de tubulões aplicados em estruturas autoportantes



Fonte: Quental, 2008.

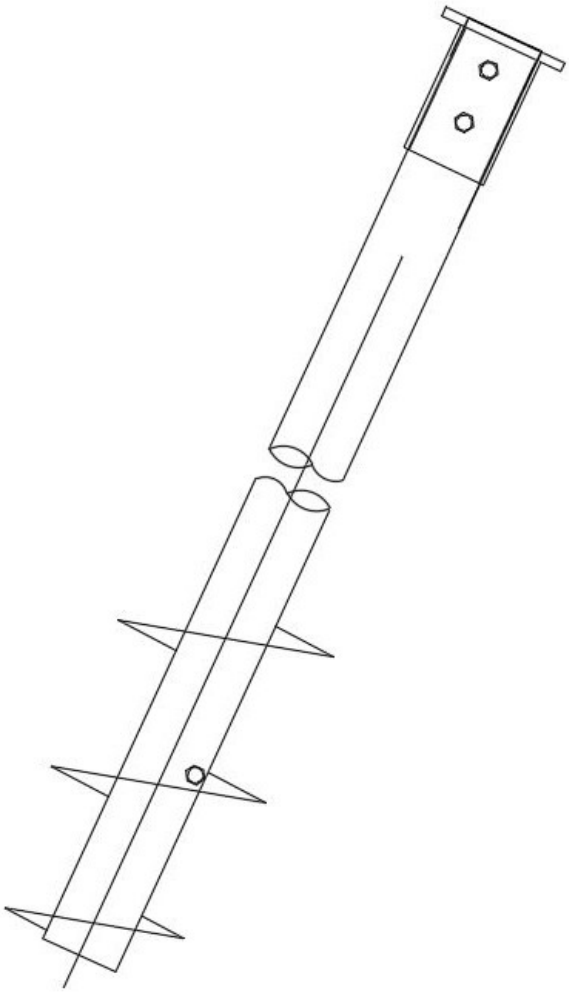
2.7.2.4 Estacas

Recorre-se às fundações estaqueadas quando o solo não tem capacidade de carga para resistir aos esforços atuantes da estrutura metálica, os seja, quando o solo é muito fraco desde as suas primeiras camadas até grandes profundidades. Dependendo da aplicação das estacas, as mesmas

poderão apresentar alguma inclinação ou serem instaladas verticalmente. As estacas podem ser de diversos tipos, como de concreto, metálicas, helicoidais, entre outras, ficando a sua definição atrelada à disponibilidade de um fornecedor e a sua relação custo x benefício. A ligação das estacas com as estruturas metálicas é feita através de um bloco de coroamento (VELOZO, 2010).

As estacas são extremamente versáteis para as condições de solo descritas anteriormente, podendo ser aplicadas tanto nos pés das estruturas autoportantes quanto nos mastros e estais das estruturas estaiadas. Seu principal ponto positivo é a velocidade de execução, em contrapartida requer um rigoroso controle de instalação e ensaios de convalidação, além de apresentar um custo elevado. Em específico na Figura 22 e na Figura 23, são demonstrados o detalhe e a instalação de uma estaca helicoidal.

Figura 22 – Detalhe de uma estaca helicoidal



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 23 – Detalhes de instalação de uma estaca helicoidal

Fonte: Torcisão, 2019.

2.8 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

No atual trabalho serão estudadas as fundações para uma estrutura estaiada Cross-Rope, tendo em vista a sua maior utilização nas LT's. Desse modo, a partir desta seção em diante serão apresentados e desenvolvidos os métodos de dimensionamento para a fundação dos mastros centrais e dos estais de uma torre metálica estaiada.

O primeiro passo para a elaboração do dimensionamento das fundações das estruturas metálicas das LT's, é reunir previamente toda a documentação técnica em que são apresentadas as informações pertinentes ao projeto. O Quadro 19 detalha os documentos e os seus respectivos conteúdos.

Quadro 19 – Documentos técnicos utilizados no dimensionamento das fundações das estruturas metálicas

Documento	Informações
Projetos da estrutura metálica	- Noção básica da estrutura; - Altura e pés da estrutura; - Ângulo do estai em relação a vertical; - Detalhamento da parte inferior; e, - Ângulo do estai em relação a vertical.
Memória de cálculo estrutural da torre	- Hipóteses de carregamento; - Detalhamento do pino e da calota; - Detalhes relevantes da estrutura; e, - Destacar os esforços máximos da estrutura (eixo global e local).
Sondagens	- Definição dos solos típicos para as estruturas, detalhando os parâmetros geotécnicos padrões utilizados no empreendimento;
Lista de locação com tipificação	- Valores SPT e tipos de solo utilizado para cada estrutura; e, - Afloramentos para o mastro central.

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Em posse da documentação técnica básica para o dimensionamento das fundações, é feita uma avaliação dos esforços críticos atuantes dentre todas as hipóteses previstas na memória de cálculo da estrutura metálica. Para as estruturas estaiadas, são identificados os esforços máximos de tração nos estais e os esforços máximos de compressão para o mastro. É importante ressaltar a necessidade de uma avaliação dos esforços horizontais associados a valores máximos ou próximos, para os casos de tração e compressão, estes utilizados para uma avaliação da estabilidade da fundação quanto ao tombamento e escorregamento.

Os desenhos de silhueta e demais detalhamentos das ligações entre as fundações e as estruturas metálicas cumprem papel fundamental para o início do desenho de detalhamento das fundações, de onde são extraídas as informações relativas às inclinações necessárias para os fustes das fundações, assim como tabelas de locações dos pés, mastros e estais, e não menos importante o detalhamento de elementos de ligação com a fundação, tais como stubs, pinos e calotas.

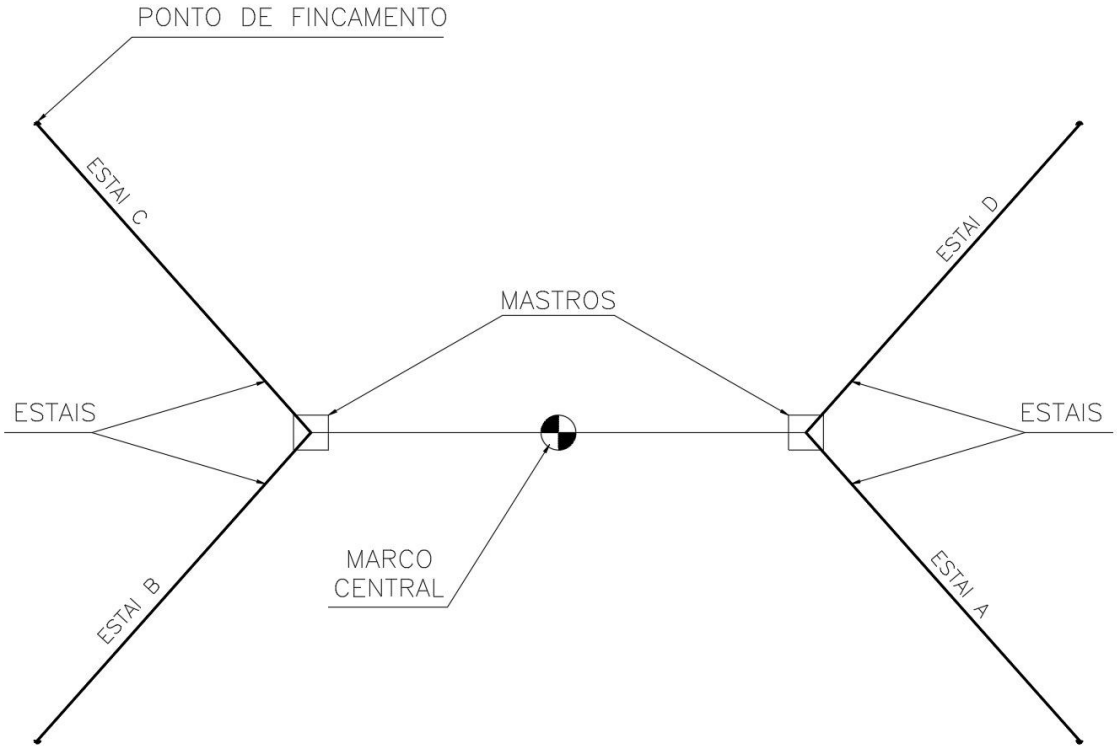
O documento de tipificação é desenvolvido com base nas sondagens disponíveis, estas obtidas nas campanhas de investigação geotécnicas, além de inferências por meio da documentação de planta e perfil do traçado da linha. Em função de cada empreendimento, a linha pode ter sondagens em todas as estruturas, como também pode apresentar uma quantidade representativa definida criteriosamente. Neste documento de tipificação, serão definidos os solos presentes em cada estrutura da linha em conformidade com os solos típicos previamente definidos, direcionando para a solução de fundação mais adequada.

No documento intitulado de solos típicos são apresentadas todas as características geotécnicas que serão utilizadas no empreendimento e suas respectivas nomenclaturas. Com base nas sondagens e nas+9 informações de planta e perfil do traçado da linha, essas características são definidas por meio de métodos empíricos, e muitas vezes validadas por ensaios de laboratório.

Com o conhecimento das informações acima descritas, inicia-se o processo de dimensionamento das fundações. Em sequência, apresentaremos os tipos de fundações que serão estudados para os casos, assim como a metodologia de dimensionamento estrutural e o dimensionamento geotécnico da fundação.

A Figura 24 demonstra em planta da localização do mastro central e dos estais. Para visualização da estrutura em corte, ver Figura 46.

Figura 24 – Locação das fundações de uma estrutura estaiada Cross-Rope



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

2.8.1 Hipóteses de Carregamento

Ao selecionar os esforços críticos dimensionantes da memória de cálculo, deve-se preencher uma tabela a fim de que se tenha sempre à disposição os valores de cálculo. Para um aumento de segurança do dimensionamento quanto às cargas atuantes, apesar dos valores encontrados já apresentarem um coeficiente de sobrecarga nas forças atuantes nos cabos e na estrutura, os esforços dimensionantes das fundações serão majorados em 10%. Vale ressaltar, que, devido às praticidades e aos custos de manutenção, a segurança global da fundação deverá ser maior que o da estrutura metálica. Outro importante ponto no dimensionamento das fundações é a consideração do peso próprio da mesma, minorando os fatores que favorecem a estabilidade da estrutura em 10% e majorando as desfavoráveis em 10% (FURNAS, 2003 *apud* AMARAL, 2015).

2.8.2 Dimensionamento das Fundações do Mastro Central

A fundação do mastro central da estrutura metálica é o responsável por suportar todo o peso da estrutura, suportando os carregamentos de compressão e resistir ao tombamento (CHAVES, 2004).

Os tipos de fundações analisados para solução dos problemas propostos são as sapatas, o tubulão e o bloco para estacas, sendo possível que a sapata seja moldada *in loco ou pré-fabricada.* Além destes, é comum utilizar o bloco ancorado em rocha, quando a laje rocha ocorre superficialmente em uma profundidade de até 2,50 m, e deste modo impossibilite a escavação manual (VELOZO, 2010).

As aplicações de fundações nas quais o fuste acompanha a inclinação da estrutura metálica, recomenda-se decompor os esforços verticais na mesma direção (AMARAL, 2015), os chamados eixos locais. Para as fundações com fustes retos, utiliza-se os carregamentos verticais sem alguma alteração (VELOZO, 2010 *apud* AMARAL, 2015) para os chamados eixos globais.

(VELOZO, 2010 *apud* AMARAL, 2015).

No Quadro 20 são demonstrados os esforços máximos selecionados para o dimensionamento das fundações do mastro central, conforme item 2.8.1.

Quadro 20 - Esforços críticos no topo da fundação do mastro

Natureza Esforço	Hipótese de Carga	Eixo Global (kgf)				Descrição Hipóteses
		Vertical (V)	Transversal (Tv)	Longitudinal (Lo)	Resultante Horizontal	
Compressão - Mastro	A	x	x	x	x	Máx. Compressão
	B	x	x	x	x	Máx. Horizontal
	C	x	x	x	x	Compressão e Horizontal
	D	x	x	x	x	Mínimo Compressão

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Onde o valor da resultante horizontal (F) é dado por:

$$F = \sqrt{(Transversal)^2 + (Longitudinal)^2} \quad (27)$$

2.8.2.1 Sapatas para Mastro

Para o dimensionamento das sapatas isoladas deve-se respeitar as seguintes premissas (ALONSO, 2010):

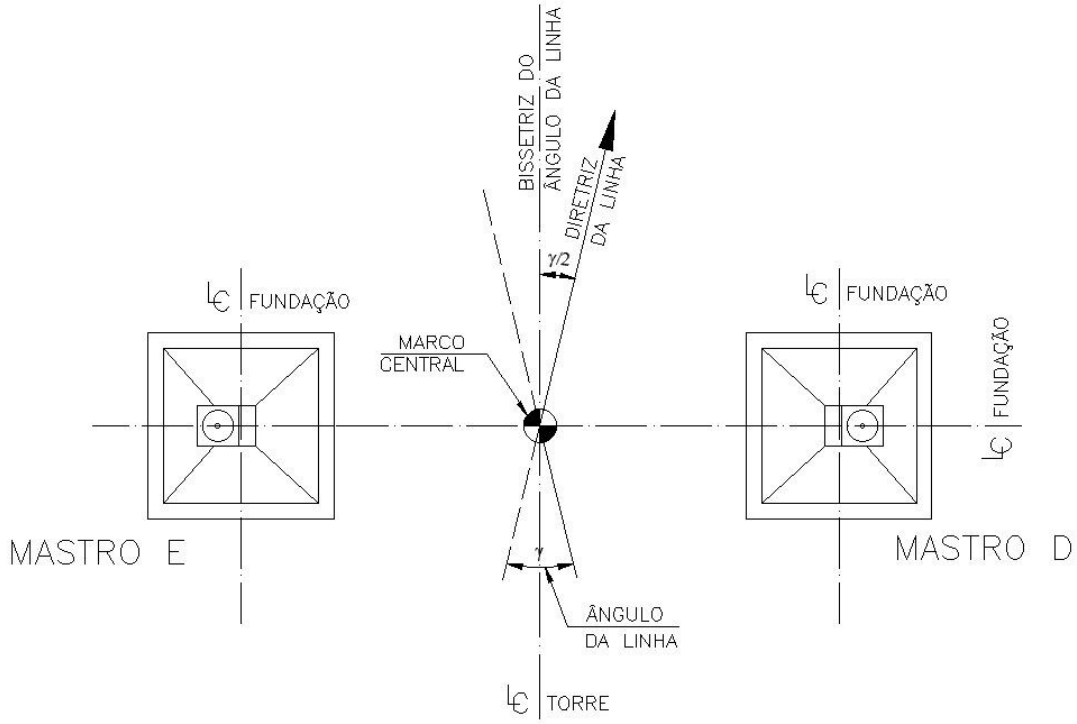
- Coincidir o centro de gravidade da sapata com o pilar;
- Dimensão mínima de A e B de 60 cm;
- Relação entre A e B ≤ 2,5; e,
- Respeitar as iguais distâncias entre os lados externos do pilar e a borda da sapata.

Deverá ser considerado um valor de 5 cm de concreto magro para assentamento da fundação.

No presente trabalho será adotada uma sapata quadrada isolada.

A Figura 25 apresenta a locação para uma fundação em sapata para os mastros da estrutura Cross-Rope. Posteriormente a Figura 26 exibe a geometria da sapata estudada e a simbologia utilizada.

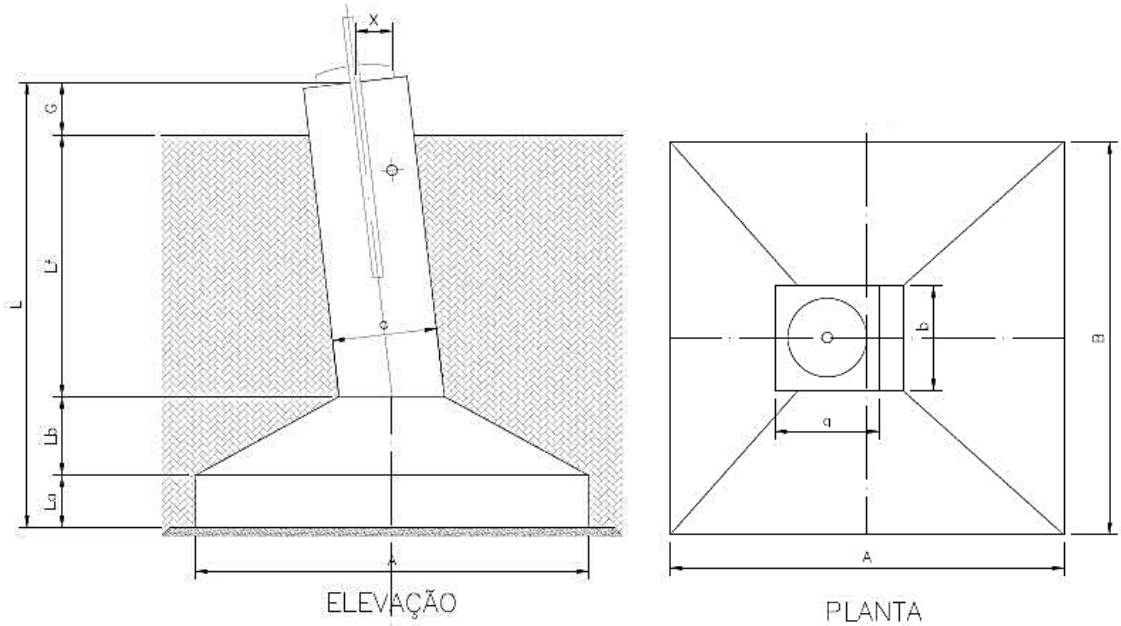
Figura 25 – Locação da fundação em sapata



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

2.8.2.1.1 Dimensionamento Geotécnico

Figura 26 – Geometria da sapata a ser dimensionada para o mastro da estrutura Cross-Rope



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Onde:

G – Afloramento (m);

L – Altura total da sapata (m);

La – Altura da base (m);

Lb – Altura do tronco piramidal (m);

Lf – Comprimento enterrado do fuste (m);

A = B – Dimensões da sapata em planta (m); e

a = b – Dimensões do fuste da sapata em planta (m).

Para as sapatas, o dimensionamento é dado por:

$$\sigma_{ADM} = \frac{C}{A \times B} \tag{28}$$

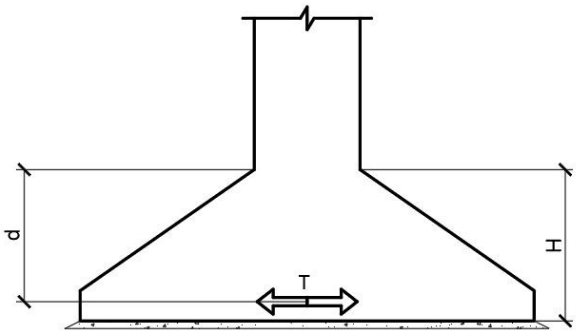
Onde:

σadm = Valor de resistência do solo conforme N_{SPT} médio (MPa); e

C = Carga máxima de compressão (kN).

Na Figura 27 a geometria utilizada por Alonso (2010) adaptada ao trabalho. Em seguida, o método das bielas de dimensionamento do autor.

Figura 27 – Detalhe da altura do tronco piramidal e da altura útil da sapata



Fonte: Alonso, 2010 (adaptado).

$$d\ (m) \geq \begin{cases} \dfrac{A-a}{4} \\ 1{,}44\sqrt{\dfrac{C}{\sigma_a}}\ sendo:\ \sigma_a = 0{,}85\dfrac{fck}{1{,}96} \end{cases} \quad (29)$$

$$h = d + cobrimento \quad (30)$$

Onde:

H – La + Lb (m);

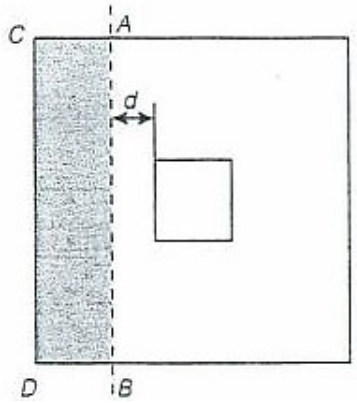
f_{yk} – Valor característico da resistência de escoamento do aço = 500 MPa ou 50 kN/cm²; e

C – Carregamento a ser suportado pela sapata (em kN).

2.8.2.1.2 Verificações

O critério da ACI-318/63 faz a verificação do cisalhamento devido à flexão (Figura 28), verificação do cisalhamento devido ao puncionamento (Figura 29) e o dimensionamento a flexão (Figura 30) segundo Alonso (2010) por:

Figura 28 – Verificação ao cisalhamento devido à flexão



Fonte: Alonso, 2010.

$$\tau_{adm}\ (MPa) = 0{,}15 \times \sqrt{f_{c28}} \tag{31}$$

$$f_{c28}(MPa) = \frac{4}{3} \times fck \tag{32}$$

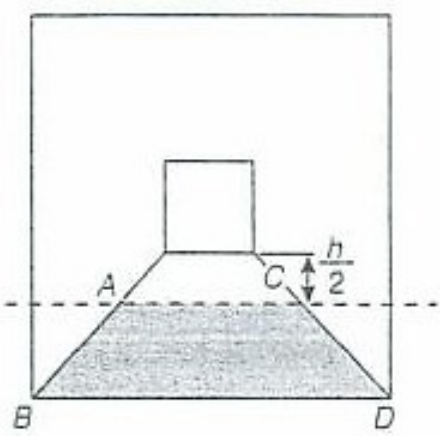
$$Q\ (MN) = S_{abcd} \times \sigma_s \tag{33}$$

$$S_{abcd}\ (m^2) = \left(\frac{A}{2} - \frac{a}{2} - d\right) \times A \tag{34}$$

$$\tau\ (MPa) = \frac{Q}{A \times d} \tag{35}$$

$$\tau < \tau_{adm} \tag{36}$$

Figura 29 – Verificação do cisalhamento devido ao puncionamento



Fonte: Alonso, 2010.

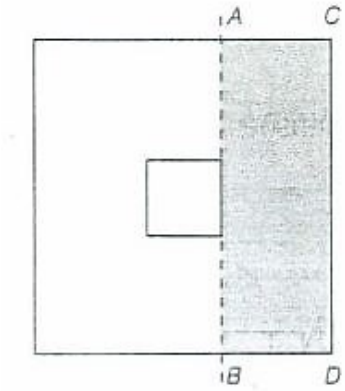
$$\tau_{adm}\ (MPa) = 0{,}3 \times \sqrt{f_{c28}} \tag{37}$$

$$b'(m) = AC \tag{38}$$

$$\tau\ = \frac{Q}{b' \times d} \tag{39}$$

$$\tau < \tau_{adm} \tag{40}$$

Figura 30 – Dimensionamento à flexão

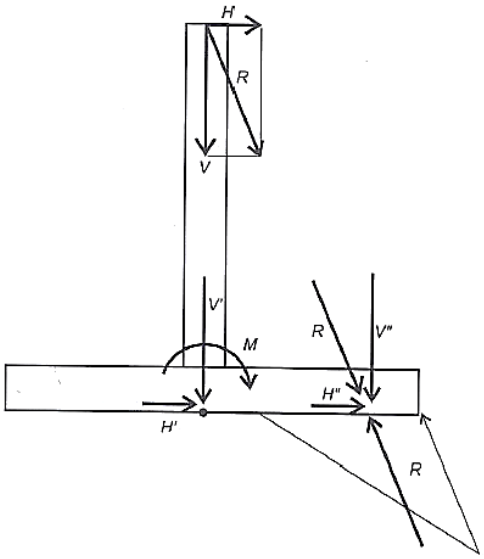


Fonte: Alonso, 2010.

$$M\ (kN.m) = S_{abcd} \times \frac{AC}{2} \times \sigma_s \times 10 \quad (41)$$

O conhecimento das pressões de contato é aplicado ao analisar os casos de carga excêntrica, para o dimensionamento estrutural e confirmar se a tensão admissível do terreno não ultrapasse seu limite. O método utilizado para as verificações é a Hipótese de Winkler, analisando o tombamento da estrutura. Neste caso, a sapata teria uma modificação do recalque ao longo de sua base, proporcionais às pressões, ocorrido devido ao seu movimento. A Figura 31 demonstra uma sapata em que recebe um carregamento vertical e um horizontal em seu topo e, consequentemente uma resultante. Estes carregamentos são levados até a base da sapata, sendo no eixo da mesma (com V', H' e o Momento M) ou em direção a resultante (V" e H") onde a componente V é utilizada na verificação da capacidade de carga da fundação e H e a segunda sendo absorvida pelo atrito (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 31 – Pressões de contato – Hipótese de Winkler



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Conforme o caso a ser estudado no presente trabalho, utiliza-se o método de dimensionamento para uma fundação retangular submetida a uma carga vertical (Compressão) e a dois momentos (Longitudinal e Transversal).

Inicialmente, deve-se calcular a excentricidade nas duas dimensões, dado por:

$$e = \frac{M}{C} \quad (42)$$

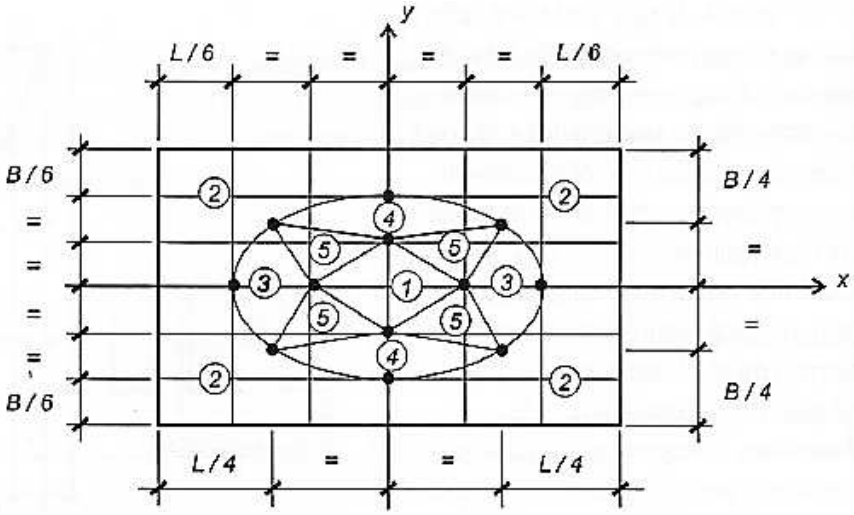
Onde:

$$M\ (kN.m) = Longitudinal \times L \tag{43}$$

$$M\ (kN.m) = Transversal \times L \tag{44}$$

Ao verificar o resultado da excentricidade nas duas direções, deve-se consultar a Figura 32 para identificar a zona de compressão em que o resultado se encaixa e prosseguir o dimensionamento conforme indicado, a fim de identificar a parcela do momento. Segundo Velloso e Lopes (2010):

Figura 32 – Fundação retangular submetida a uma carga vertical e dois momentos



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Para o resultado na Zona 1, considera-se:

$$\sigma calc, borda_{max} = \frac{C}{A}\left(1 \pm \frac{6ex}{A} \pm \frac{6ey}{A}\right) \tag{45}$$

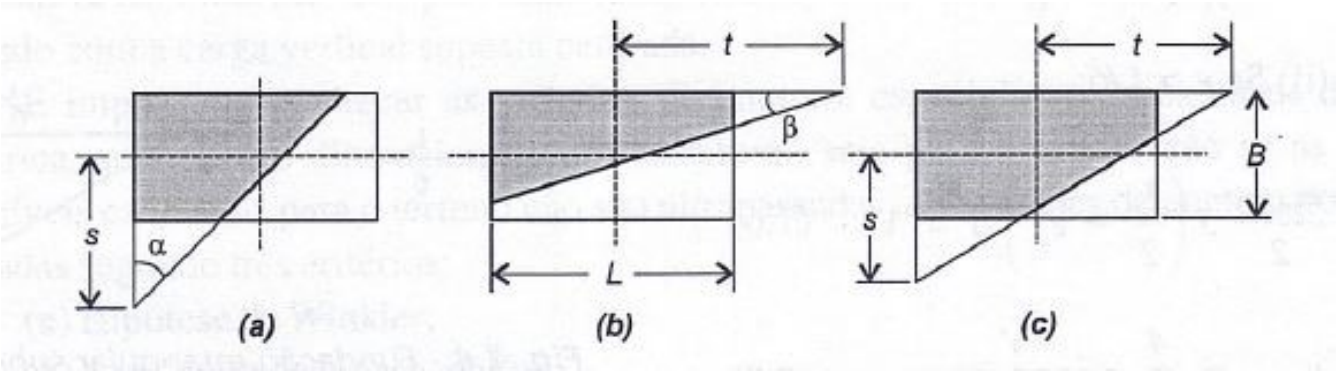
Se o resultado cair na Zona 2, a fundação deverá ser redimensionada. Caso o resultado caia na Zona 3 (Figura 33), considera-se:

$$s = \frac{B}{12}\left(\frac{B}{ey} \pm \sqrt{\frac{B^2}{ey^2} - 12}\right) \tag{46}$$

$$tg\ \alpha = \frac{3}{2} \times \frac{A - 2ex}{s + ey} \tag{47}$$

$$\sigma calc, borda_{max} = \frac{12C}{B \times tg\ \alpha} \times \frac{B + 2s}{12s^2} \tag{48}$$

Figura 33 – Zonas comprimidas de uma sapata retangular



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

O resultado na Zona 4, considera-se:

$$t = \frac{A}{12}\left(\frac{A}{ex} \pm \sqrt{\frac{A^2}{ex^2} - 12}\right) \tag{49}$$

$$tg\ \beta = \frac{3}{2} \times \frac{B - 2ey}{t + ex} \tag{50}$$

$$qmax = \frac{12C}{L \times tg\ \beta} \times \frac{B + 2s}{L^2 + 12t^2} \tag{51}$$

Caso o resultado caia na Zona 5, considera-se:

$$\alpha = \frac{ex}{A} + \frac{ey}{B} \tag{52}$$

$$\sigma calc, borda_{max} = \frac{C}{AB} \times \alpha[12 - 3{,}9(6\alpha - 1)(1 - 2\alpha)(2{,}3 - 2\alpha)] \tag{53}$$

Outra verificação a se fazer é a tensão de cálculo, que é dada por:

$$\sigma calc,_{media}\ (\frac{kgf}{cm^2}) = \frac{C + Peso\ Sapata}{A \times B} \tag{54}$$

$$\sigma calc,_{media} \leq \sigma_{adm} \tag{55}$$

E a tensão de cálculo de borda é dado por:

$$\sigma calc, borda_{max}\left(\frac{kgf}{cm^2}\right) = \sigma calc,_{media} + q \tag{56}$$

$$\sigma calc, borda_{max} \leq \sigma_{adm} \times 1{,}3 \quad (57)$$

2.8.2.1.3 Dimensionamento estrutural

Realizadas as verificações geotécnicas o cálculo da armadura na base da sapata é dado por Alonso (2010):

$$T = \frac{C(A-a)}{8d} \quad (58)$$

$$As\ (cm^2) = \frac{1{,}61T}{f_{yk}} \quad (59)$$

$$As, min\ (cm^2) = 0{,}15\% \times A \times La \quad (60)$$

Onde:

f_{yk} – Valor característico da resistência de escoamento do aço = 500 Mpa ou 50 kN/cm².

O dimensionamento do fuste da sapata é dado por (AMARAL, 2015):

$$f_c = 0{,}85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (61)$$

$$f_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (62)$$

Onde:

γ_c – Coeficiente de minoração da resistência do concreto = 1,4; e

γ_s – Coeficiente de minoração da resistência do aço = 1,15.

$$Nd\ (kN) = (C + PfM) \times \gamma \quad (63)$$

$$Md\ (kN.m) = F \times (Lf + G) \times \gamma \quad (64)$$

Onde:

γ – Coeficiente de majoração dos esforços = 1,1;

PfM – Peso total da fundação + peso do reaterro (kN).

Para a verificação da flexão oblíqua, calculam-se os seguintes coeficientes:

$$\nu_1 = \frac{Nd}{f_c \times b \times a} \quad (65)$$

$$\mu = \nu_1 \times \frac{e}{a} \quad (66)$$

Onde:

ν_1 - Esforço normal relativo; e

μ - Momento fletor relativo.

Posteriormente, os coeficientes são inseridos no Ábaco 5.4 de Pfeil (1983) para assim, determinar o valor de ω.

$$\rho = \omega \times \frac{f_s}{f_c} \quad (67)$$

$$As = \rho \times a \times b \quad (68)$$

ω – Porcentagem mecânica da armadura longitudinal; e

ρ – Porcentagem geométrica da armadura longitudinal.

De acordo com o item 17.4.2 da NBR 6118 (2014), o cálculo dos estribos tem que respeitar as seguintes condições:

1 - $V_{sd} \leq V_{rd2}$ (69)

$$V_{rd2} = 0{,}27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (70)$$

Onde:

V_{sd} – Força solicitante de cálculo, na seção; e

V_{rd2} – Força cortante resistente de cálculo, inerente à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

b_w – Largura mínima da alma, medida ao longo da altura útil da seção; e

d – Altura útil da seção, igual á distância da borda comprimida ao CG da armadura de tração.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{fck}{250} \quad (71)$$

$$2 - V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (72)$$

Onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times 0{,}9 \times d \times f_{yd} \quad (73)$$

$$V_c = 0{,}6 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_{c_w}} \quad (74)$$

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7 \times 0{,}3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (75)$$

Onde:

V_{rd3} – Força cortante resistente de cálculo, inerente à ruína por tração diagonal;

A_{sw} – Área da armadura transversal;

S – Espaçamento dos estribos.

2.8.2.2 Tubulão

Os tubulões a céu aberto são elementos de fundação no formato cilíndrico, geralmente com um alargamento em sua base. Os tubulões são aplicados acima do nível d'água, sendo ele natural ou com rebaixamento, podendo até ser utilizado em casos onde a água que satura o solo é retirada por meios de bombas, mantendo a segurança da fundação sem que haja risco de desmoronamento. Seu diâmetro mínimo deverá ser de 70 cm para que seja possível a entrada e saída de um operário para realizar o alargamento de sua base (quando a escavação for feita manualmente), que poderá ser circular ou falsa elipse. Sua utilização é em praticamente todas as faixas de carga, sendo as mesmas restritas ao diâmetro de sua base, que não deverá ultrapassar os 4 m (ALONSO, 2010).

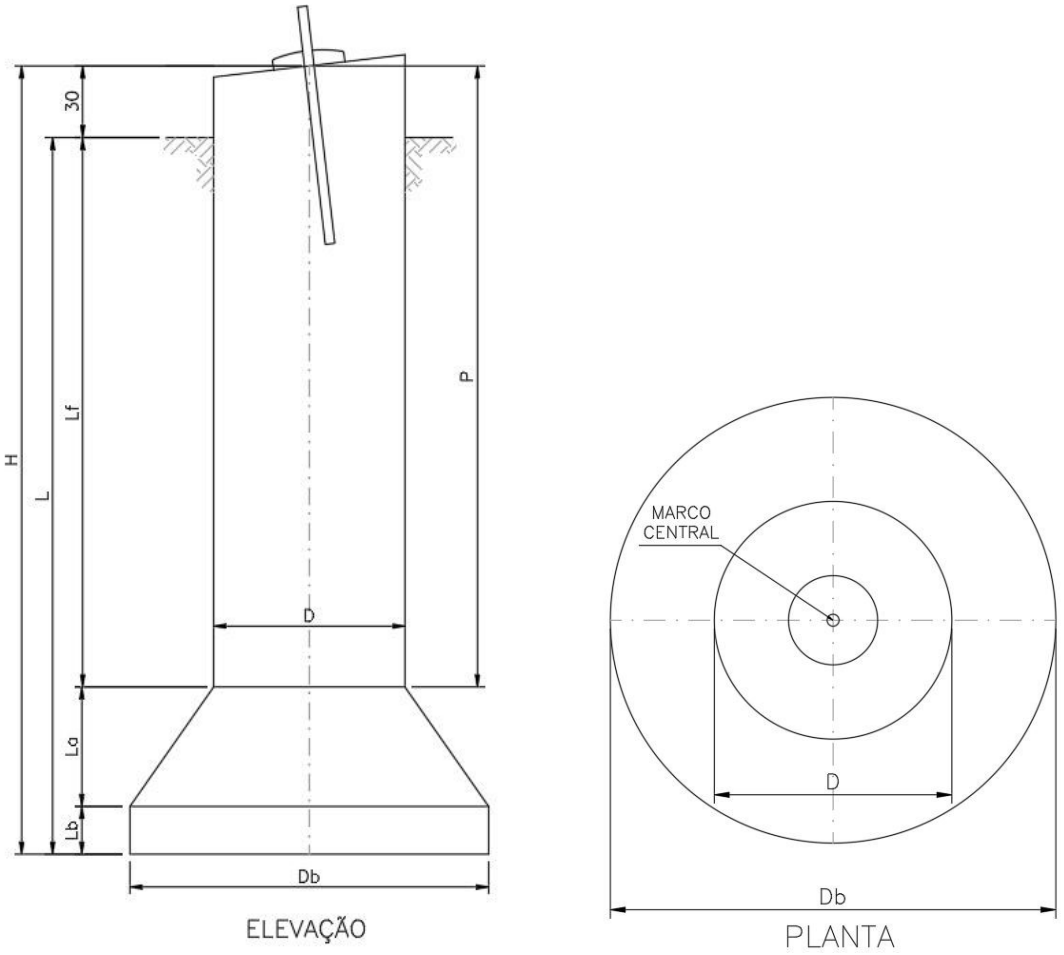
Campos (2015) recomenda para os projetos de tubulões:

- Consumo de cimento ≥ 300 kg/m³;
- Slump de 10 ± 2;
- Fck ≥ Fck (projeto) aos 28 dias; e
- Agregado máximo: Brita 2.

Na Figura 34 a geometria dos tubulões estudados e a simbologia utilizada.

2.8.2.2.1 Dimensionamento Geotécnico

Figura 34 – Geometria dos tubulão para o mastro da estrutura estaiada



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Onde:

G – Afloramento (m);

H – Altura total da fundação (m);

La – Altura do tronco piramidal (m);

Lb – Altura da base (m);

Lf – Comprimento enterrado do fuste (m);

L – Comprimento enterrado da fundação (m);

P – Altura do fuste (m);

Db – Diâmetro da base (m); e

D – Diâmetro do fuste do tubulão (m).

O dimensionamento da área de base do tubulão é feita de maneira similar ao dimensionamento da sapata, já que é apenas considerada a

contribuição da área de base, desprezando o atrito lateral entre o fuste e o terreno (ALONSO, 2010). Seu dimensionamento é dado por:

$$Db\ (m) = \sqrt{\frac{4C}{\pi \times \sigma_{ADM}}} \tag{76}$$

Onde:

σadm – Valor de resistência do solo conforme N_{SPT} médio (Mpa); e

C – Carga máxima de compressão (kN).

A área do fuste é dada por:

$$Af\ (m^2) = \frac{C}{\sigma_C} \tag{77}$$

Onde:

$$\sigma_C = \frac{0{,}85fck}{\gamma_f \gamma_c} \tag{78}$$

Sendo:

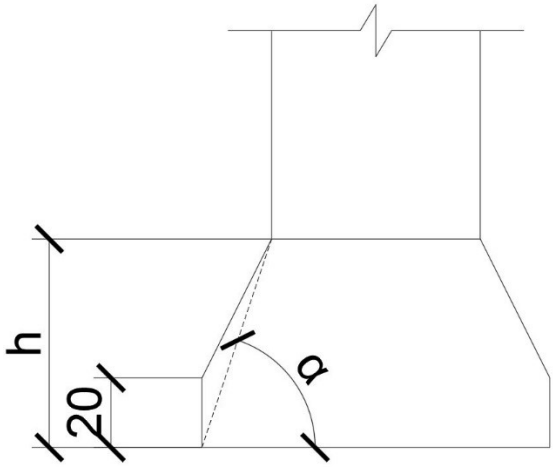
$$\gamma_f = 1{,}4$$

$$\gamma_c = 1{,}6$$

Nesta etapa, recomenda-se arbitrar um valor de D conforme a disponibilidade dos equipamentos de obra. Desta forma, faz-se o caminho inverso de cálculo, admitindo um valor para D e para h e posteriormente se faz a verificação da resistência da base com o Db adotado.

Na Figura 35, detalhes em corte da base alargada do tubulão.

Figura 35 – Elevação do tubulão com a representação da dimensão da base e do rodapé



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Para os tubulões em céu aberto, adota-se um valor de α_{min} = 60°. Desta forma, o valor de h dar-se por:

$$h\ (m) = 0{,}866(Db - D) \tag{79}$$

Sendo que,

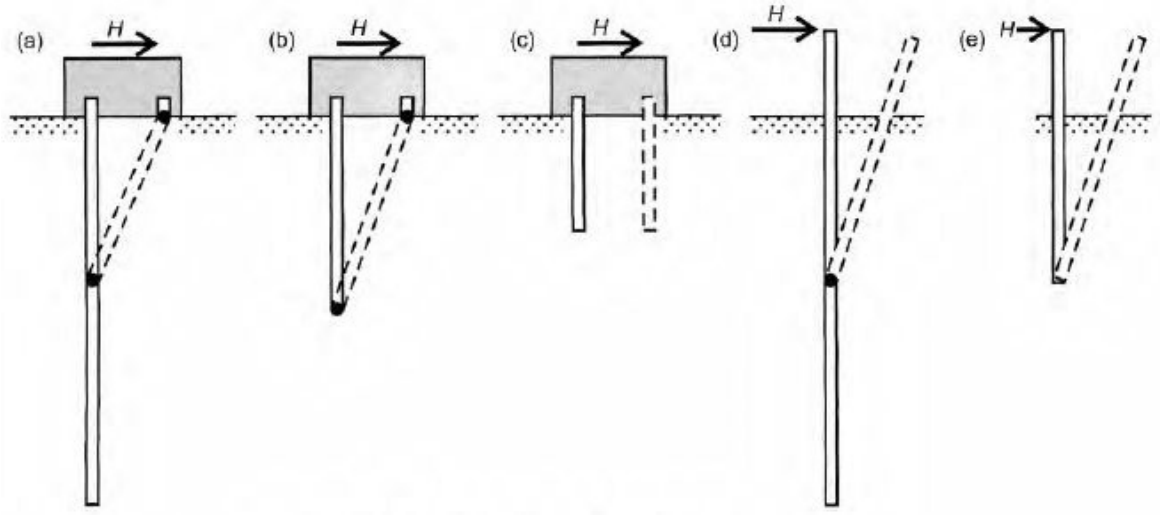
$$h \leq 1{,}8\ m$$

2.8.2.2.2 Verificações

Conforme Amaral (2015), Maciel (2006) e Velloso e Lopes (2010) demonstram outras verificações a se fazer quanto ao tombamento dos tubulões, isto é, a resistência a aplicação de carga horizontal. O método bastante utilizado para esta verificação é o de Broms (1964). O método mostra formas de ruptura do solo ou da estrutura quando é aplicado uma carga horizontal no topo da fundação. Quando a estrutura não suporta um grande deslocamento, os deslocamentos provenientes da carga de trabalho dimensionarão o projeto. Já nos casos em que a estrutura suporta grandes deslocamentos, o projeto será controlado pela resistência à ruptura das estacas.

Ocorre a ruptura de uma fundação em estacas nos casos em que o mecanismo de ruptura se forma nas estacas, conforme a Figura 36. Assim sendo, admite-se que as estacas longas rompam conforme a Figura 36, itens “d” e “a”, formando uma ou duas rótulas. Já as demais figuras mostram o comportamento das estacas curtas.

Figura 36 – Mecanismos de ruptura



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Sobre os coeficientes de majoração das cargas e de redução da resistência, Velloso e Lopes (2010, pg. 368) diz:

> A ruptura de um grupo de estacas ou de estacas isoladas carregadas lateralmente pode ocorrer: (a) se as cargas efetivamente atuantes ultrapassam largamente as previstas no projeto; (b) se os parâmetros de resistência do solo ou do material da estaca forem superestimados; (c) se o método de cálculo superestimar a resistência lateral da estaca. Broms observa que as tensões na estaca não variam proporcionalmente com as cargas atuantes e, por isso, o uso do conceito de tensões admissíveis pode conduzir a um coeficiente de segurança variável em relação à carga aplicada, à resistência estrutural da estaca. Recomenda que o projeto de estacas carregadas lateralmente seja baseado no *comportamento da fundação na ruptura*, utilizando coeficientes de majoração das cargas e de redução da resistência para levar em conta as imprecisões na determinação das cargas, das propriedades do solo e no método de cálculo,

Os coeficientes indicados para majoração ou redução estão indicados no Quadro 21.

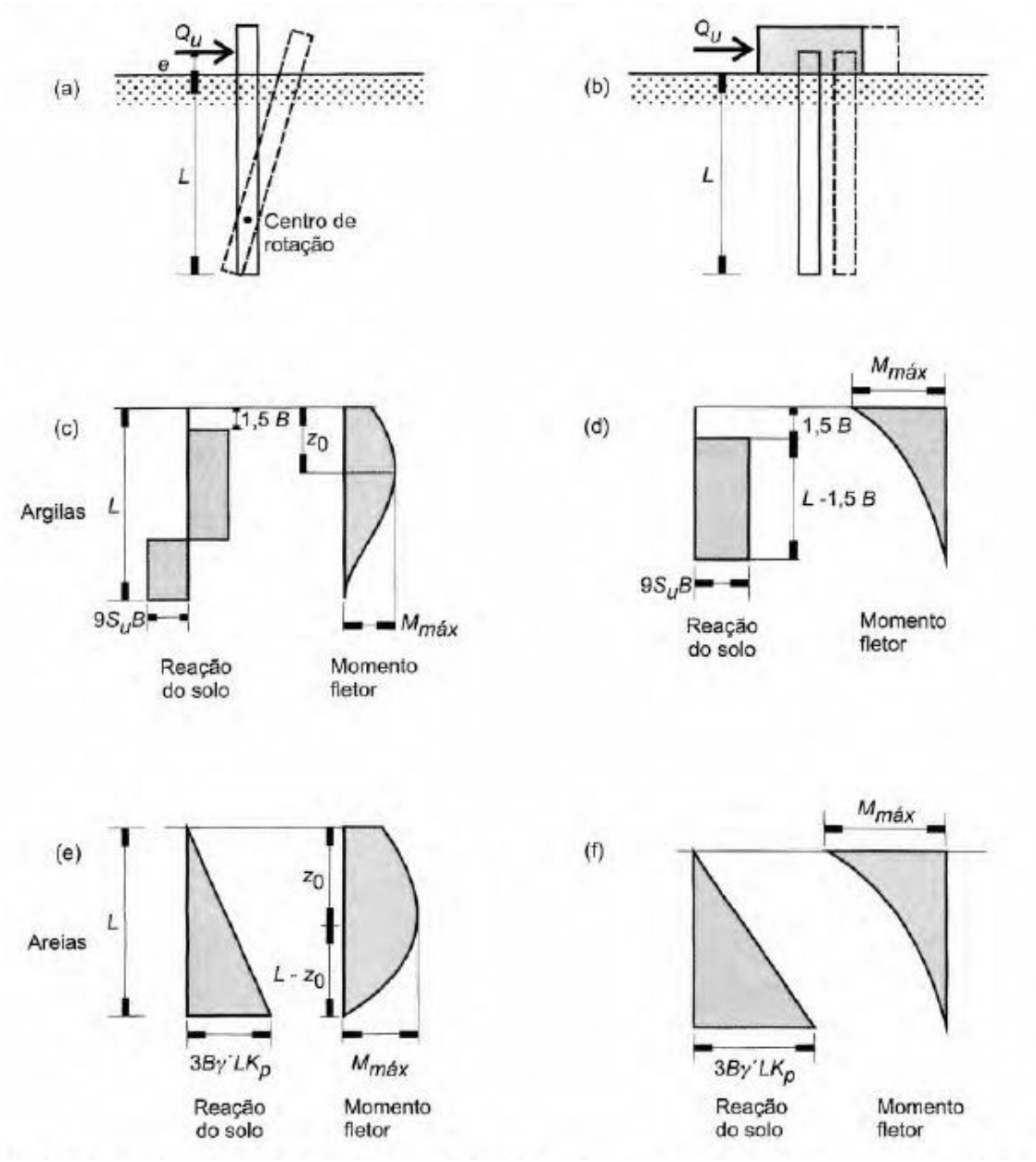
Quadro 21 - Coeficientes de majoração ou minoração

Majoração Dos Esforços	
Cargas permanentes	1,5
Cargas acidentais	2
Profundidade de erosão	1,25 a 1,5
Redução Das Resistências	
Coesão de projeto	0,75c
Tgθ de projeto	0,75tgθ

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes, 2010.

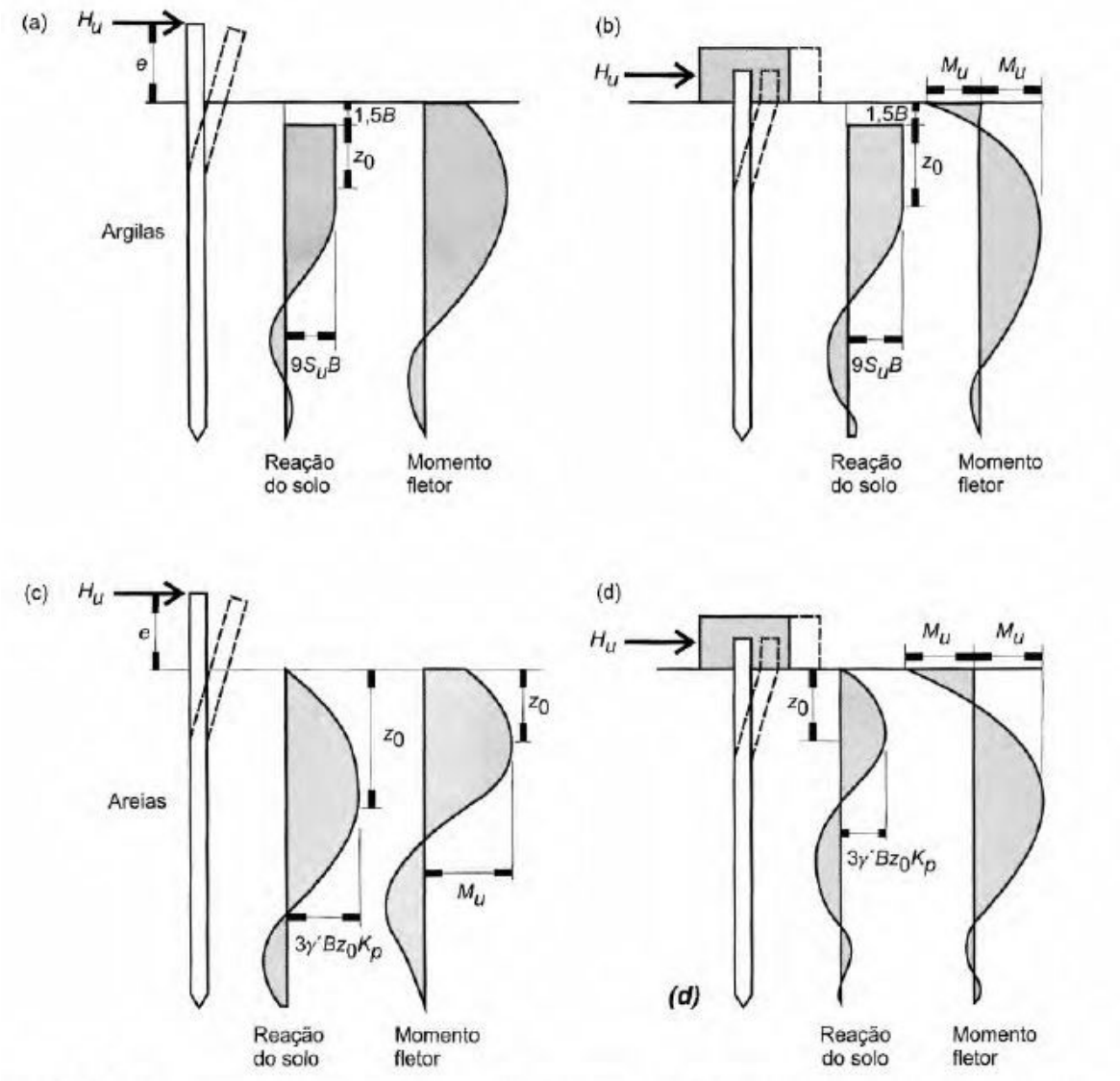
A Figura 37 demonstra as distribuições de pressões e dos momentos fletores nas estacas curtas, e a Figura 38 o exemplo para as estacas longas.

Figura 37 – Mecanismos de ruptura para estacas curtas



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Figura 38 – Mecanismos de ruptura para estacas longas



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Onde:

Su – Resistência não drenada;

D – Diâmetro ou largura das estacas;

θ – Ângulo de Atrito;

Y – Peso específico do solo; e

Kp – Coeficiente de empuxo passivo, de Rankine.

Os mecanismos de ruptura acima apresentados são divididos em 4 categorias:

- Estacas curtas livres: ocorre quando a estaca rotaciona em torno de um ponto localizado em uma profundidade (Figura 37 ”a”);

- Estacas longas livres: ocorre quando a resistência à ruptura da estaca é atingida em uma profundidade (Figura 38 “a” e “c”);
- Estacas curtas impedidas: ocorre uma translação do corpo rígido (Figura 37 “b”); e,
- Estacas longas impedidas: ocorre quando aparecem duas rótulas plásticas, uma em uma profundidade e outra na seção de engastamento (Figura 38 “b” e “d”).

Broms cita também a resistência à ruptura da estaca. Nesta avaliação, o autor coloca algumas condições que as rótulas plastificadas formadas ao decorrer da estaca devam obedecer no momento da ruptura. São eles: criar um empuxo passivo feito pelo solo sobre rótula plástica inferior; distribuir totalmente o momento fletor ao longo da estaca e nas seções críticas, seja aproveitada toda a sua resistência à ruptura. Com as informações, Broms cita que, para as estacas de concreto, utilizadas em nosso estudo (VELLOSO E LOPES, 2010, pg. 371):

> Provavelmente, as estacas de concreto têm uma capacidade de rotação suficiente para desenvolver o empuxo passivo antes que ocorra a ruptura no caso de solos não coesivos e provocar uma completa redistribuição de momentos se as estacas forem subarmadas e se a ruptura ocorrer antes pelo escoramento da armadura do que pelo esmagamento do concreto. Os resultados de ensaio em número suficiente ainda não estão disponíveis, consequentemente, deve-se ter cuidado na utilização do método proposto no caso de solos coesivos e quando a ruptura é provocada pela formação de uma ou mais rótulas plásticas (**conforme Figura 38).**

Recomenda-se, para verificar os cálculos dos momentos de ruptura da estaca, consultar uma bibliografia específica de concreto armado (ou de outro material em estudo), e ressalta-se a importância de verificar a influência da força normal.

Como nos casos apresentados os tubulões serão sempre estacas curtas, a partir deste momento apresenta-se os métodos das cargas de ruptura apenas para estes casos e onde se tem o topo da estrutura livre ou onde as estacas são engastadas.

Os solos arenosos (não coesivos), para soluções de estacas curtas com o topo livre, utiliza-se o cálculo da carga de ruptura:

$$H_u = \frac{0{,}5\gamma D L^3 Kp}{e + L} \tag{80}$$

Sendo:

$$K_p = \frac{1 + sen\theta}{1 - sen\theta} \tag{81}$$

Com o momento dado por:

$$M_u = 0{,}5\gamma D L^3 Kp \tag{82}$$

Para os solos argilosos (coesivos), o momento máximo é dado por (Figura 39):

$$M_{máx} = \frac{9}{4} c D g^2 \tag{83}$$

$$g = \sqrt{\frac{4P}{9cD}(e + 1{,}5D + 0{,}5f)} \tag{84}$$

$$f = \frac{P}{9cD} \tag{85}$$

$$Lmin = 1{,}5D + f + \sqrt{4f(e + 1{,}5D + 0{,}5f)} \tag{86}$$

Onde:

Lmin – Comprimento enterrado;

e – Altura de aplicação da carga em relação ao nível do solo; e

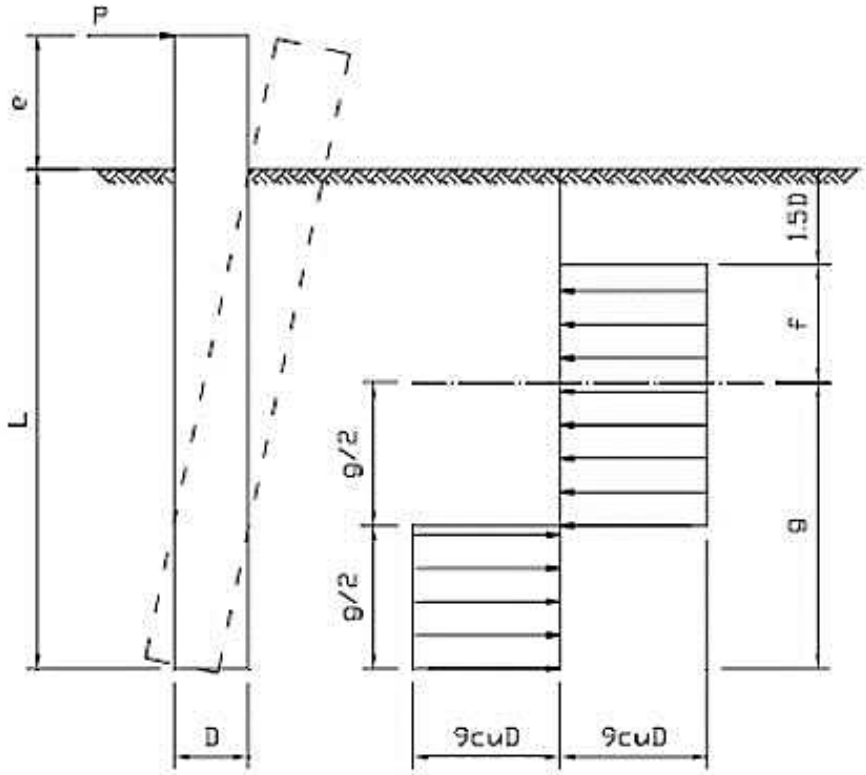
c – Coesão.

Desta forma, a verificação quanto ao tombamento é dada por:

$$L \geq Lmin \tag{87}$$

Na Figura 39, verifica-se o diagrama das forças utilizadas para verificar as reações do solo em estacas curtas.

Figura 39 – Diagrama das forças de reação do solo para estaca curta



Fonte: Broms, 1964 *apud* Maciel, 2006.

2.8.2.2.3 Dimensionamento Estrutural

O dimensionamento é dado por (AMARAL, 2015):

$$f_c = 0{,}85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{88}$$

$$f_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \tag{89}$$

Onde:

γ_c – Coeficiente de minoração da resistência do concreto = 1,4; e

γ_s – Coeficiente de minoração da resistência do aço = 1,15.

$$Nd\ (kN) = C \tag{90}$$

Para solos arenosos:

$$Md\ (kN.m) = H\left\{G + 0{,}545\sqrt{\frac{H}{\left[\gamma' + D.tan^2(45 + \frac{\phi}{2}\right]}}\right\} \tag{91}$$

Para solos argilosos:

$$Md\ (kN.m) = F \times (3D + G - ha - yp) \quad (92)$$

Para a verificação da flexão oblíqua, calcula-se os seguintes coeficientes:

$$\nu_1 = \frac{Nd}{f_c \times D^2} \quad (93)$$

$$\mu = \nu_1 \times \frac{e}{D} \quad (94)$$

Onde:

ν_1 – Esforço normal relativo; e

μ – Momento fletor relativo.

Posteriormente, os coeficientes são inseridos no Ábaco 6.2 de Pfeil (1983) para assim, determinar o valor de ω.

$$\rho = \omega \times \frac{f_s}{f_c} \quad (95)$$

$$As\ (cm^2) = \rho \times \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (96)$$

$$As.min\ (cm^2) = 0{,}4\% \times \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (97)$$

ω – Porcentagem mecânica da armadura longitudinal; e

ρ – Porcentagem geométrica da armadura longitudinal.

De acordo com o item 17.4.2 da NBR 6118 (2014), o cálculo dos estribos tem que respeitar as seguintes condições:

$$1 - V_{sd} \leq V_{rd2} \quad (98)$$

$$V_{rd2} = 0{,}27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (99)$$

Onde:

V_{sd} – Força solicitante de cálculo, na seção; e

V_{rd2} – Força cortante resistente de cálculo, inerente à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{fck}{250} \quad (100)$$

b_w – Largura mínima da alma, medida ao longo da altura útil da seção; e

d – Altura útil da seção, igual a distância da borda comprimida ao CG da armadura de tração.

$$2 - V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (101)$$

Onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times 0{,}9 \times d \times f_{yd} \quad (102)$$

$$V_c = 0{,}6 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \times b_w \times d \quad (103)$$

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7 \times 0{,}3 \times f_{ck}{}^{\frac{2}{3}} \quad (104)$$

Onde:

V_{rd3} – Força cortante resistente de cálculo, inerente à ruína por tração diagonal;

A_{sw} – Área da armadura transversal; e

S – Espaçamento dos estribos.

2.8.3 Dimensionamento das Fundações para Estais

As fundações para os estais, diferentemente da maioria das fundações, tem função apenas de resistir ao arrancamento e ao tombamento. Desta forma, difere-se das verificações já realizadas anteriormente.

Para maiores detalhes das fundações, consultar as seções 2.7.2.3 e 2.7.2.4. No Quadro 22 demonstrados os esforços críticos nas fundações para as fundações dos estais, conforme item 2.8.1.

Quadro 22 - Carregamentos máximos no topo da fundação dos estais

Natureza Esforço	Hipótese de Carga	Ângulo Real do Estai (°)	Componente (kgf)		Tração máxima na direção do estai (kgf)
			Vertical (C)	Horizontal (Lo)	
Tração - Estais	A	x	x	x	x

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

2.8.3.1 Tubulões (Estacas Escavadas)

Os tubulões para estais, devido ao fato de não apresentarem alargamentos em sua base, também são conhecidos como estacas escavadas.

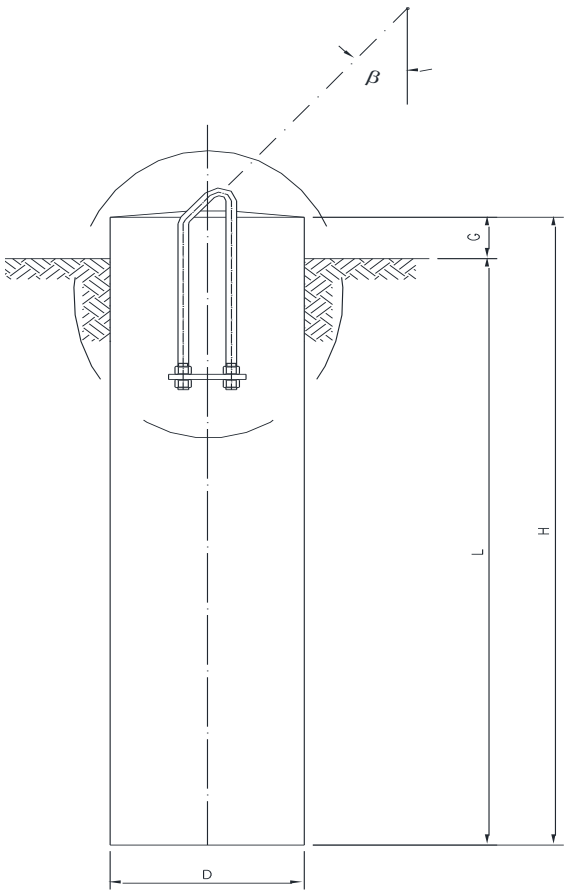
Campos (2015) traz algumas outras recomendações para os projetos de tubulões e que poderão ser utilizadas para as estacas, tais como:

- Consumo de cimento ≥ 300 kg/m³;
- Slump de 10 ± 2;
- Fck ≥ Fck (projeto) aos 28 dias; e
- Agregado máximo: Brita 2.

A Figura 40 demonstra um exemplo de um tubulão sem base para estais e a sua simbologia utilizada.

2.8.3.1.1 Dimensionamento Geotécnico

Figura 40 – Geometria das estacas escavadas



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Onde:

G – Afloramento (m);

H – Altura total da fundação (m);

L – Comprimento enterrado da fundação (m);

B – Ângulo real do estai com a vertical (º); e

D – Diâmetro do fuste do tubulão (m).

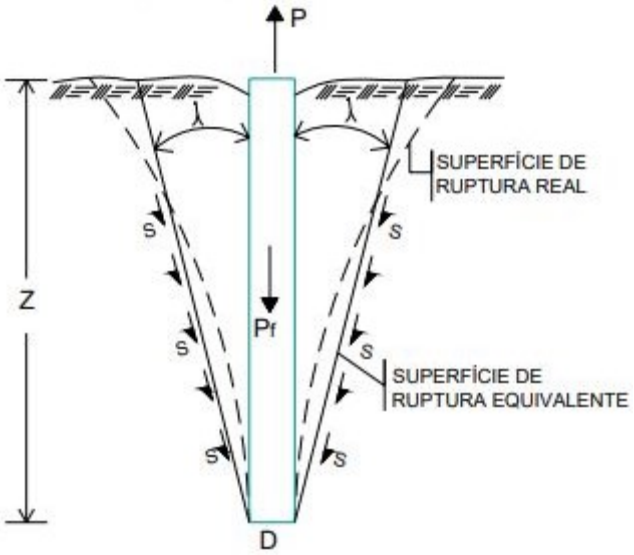
2.8.3.1.2 Verificações

Para a definição das dimensões a serem adotadas no fuste, na base e na profundidade do tubulão é importante atentar para os recursos disponíveis na obra, tais como equipamentos e mão de obra. Ressalta-se que a dimensões da fundação são obtidas iterativamente a partir dos valores mínimos, estes já citados anteriormente, até o cumprimento do dimensionamento geotécnico.

Devido as demandas para a utilização de estacas submetidas aos esforços de tração, recentemente aumentaram os estudos sobre a capacidade de carga deste tipo de fundação. São utilizados métodos semiempíricos e empíricos para determinar os valores de resistência (CAMPOS, 2015).

Biarez e Barraud (1968 *apud* Bessa, 2005) apresentam um dos métodos teóricos mais aperfeiçoados na verificação da capacidade de carga das estacas à tração, o Método de Grenoble. Baseado na formação de uma superfície de ruptura relacionada às características da fundação e geotécnicas. Conforme apresentado na Figura 41, uma parcela do solo envolve a fundação enquanto é formada uma superfície de ruptura partindo do fundo do elemento até a superfície, em uma reta. Recomenda-se adotar um ângulo $\lambda = -\phi/8$ nos casos de $4 \leq D/B \leq 10$.

Figura 41 – Superfície de ruptura



Fonte: Carvalho, 1991 *apud* Bessa, 2005.

Carvalho (1991 *apud* Bessa, 2005) apresenta o método de obtenção da carga última de tração. Este valor é composto por:

- Termo de atrito ($P_{f\phi}$) – a igualdade entre o atrito da superfície de ruptura com a fundação e o solo que a envolve;
- Termo de coesão (P_{fc}) – esforço de um solo coesivo em um meio sem peso que mantém a igualdade de esforços;
- Termo de sobrecarga (P_q) – a sobrecarga aplicada no terreno em um meio sem peso; e,
- Termo de gravidade (P_γ e P_f) – Peso próprio da fundação somado ao peso do solo que a envolve.

Sendo:

$$P_u = P_{f\phi} + P_{fc} + P_q + P_\gamma + P_f \quad (105)$$

$$P_{f\phi} = A_1 + \gamma + Z + M_\phi \quad (106)$$

$$M_\phi = M_{\phi 0}[1 - \frac{1}{3}(tg\lambda.\frac{Z}{R})] \quad (107)$$

$$M_{\phi 0} = sen^2(\phi + \lambda)/4cos^2\lambda \quad (108)$$

$$P_{fc} = A_1.c.M_c + P_{fc} + P_q + P_\gamma + P_f \quad (109)$$

$$M_c = M_{c0}[1 - 0{,}5(tg\lambda.\frac{Z}{R})] \quad (110)$$

$$M_{c0} = \left[\left(-\frac{tg\lambda}{tg\phi}\right) + \left(\frac{f}{H}\right)cos(\phi)(1 + \left(\frac{tg\lambda}{tg\phi}\right))\right] \quad (111)$$

$$P_{fq} = A.q_0.M_q \quad (112)$$

$$M_q = M_{q0}(1 - \left(0{,}5tg\lambda\frac{Z}{R}\right)) \quad (113)$$

$$M_{q0} = (\frac{f_q}{q})sen\ \phi(1 + \left(\frac{tg\lambda}{tg\phi}\right)) \quad (114)$$

$$P_\gamma = A_1 + \gamma + Z + M_\gamma \quad (115)$$

$$M_\gamma = M_{\gamma 0}(1 - \left(\frac{1}{3}tg\lambda\frac{Z}{R}\right)) \quad (116)$$

$$M_{\gamma 0} = -\left(0{,}5(tg\lambda)\right) \quad (117)$$

$$P_u = A_1.c.M_c + \gamma.Z.\left(M_{\phi 0} + M_{\gamma 0}\right) + q.M_q + P_f \quad (118)$$

$$(M_\phi + M_\gamma) = (M_{\phi 0} + M_{\gamma 0})(1 - \frac{1}{3}.\frac{Z}{R}.tg(\gamma)) \quad (119)$$

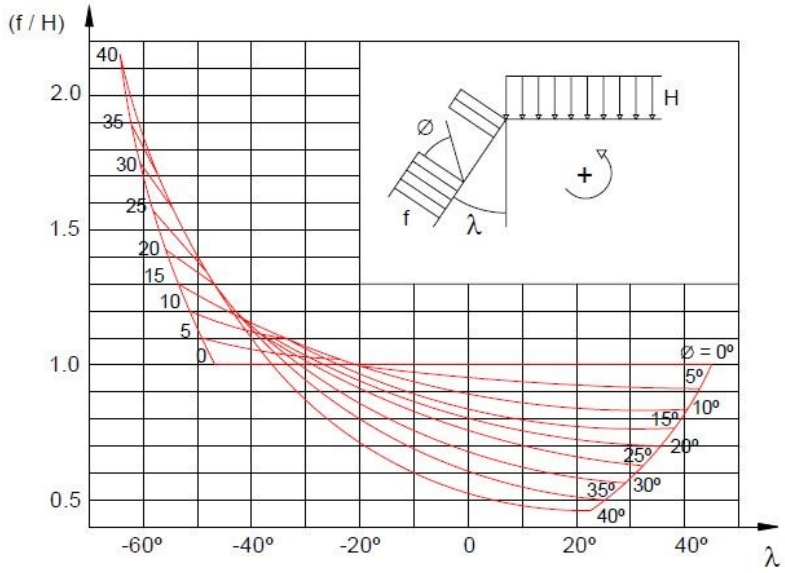
$$M_{\phi 0} + M_{\gamma 0} = (\ sen\phi.\cos(\phi + 2\lambda))/(2cos^2\lambda) \quad (120)$$

Sendo:

A_1 – área lateral enterrada da estaca;

(f/H) – ver Figura 42.

Figura 42 – Ábaco do coeficiente de empuxo (f/H) em meio coesivo



Fonte: Carvalho, 1991 *apud* Bessa, 2005.

Para as verificações por tombamento, consultar seção 2.8.2.2.2.

2.8.3.1.3 Dimensionamento Estrutural

$$Nd\ (kN) = Tração \quad (121)$$

Para solos arenosos:

$$Md\ (kN.m) = H\left\{G + 0{,}545\ \sqrt{\frac{H}{\left[\gamma' + D.tan^2(45 + \frac{\phi}{2}\right]}}\right\} \quad (122)$$

Para solos argilosos:

$$Md\ (kN.m) = F \times (3D + G - ha - yp) \quad (123)$$

Para do dimensionamento, consultar seção 2.8.2.2.23.

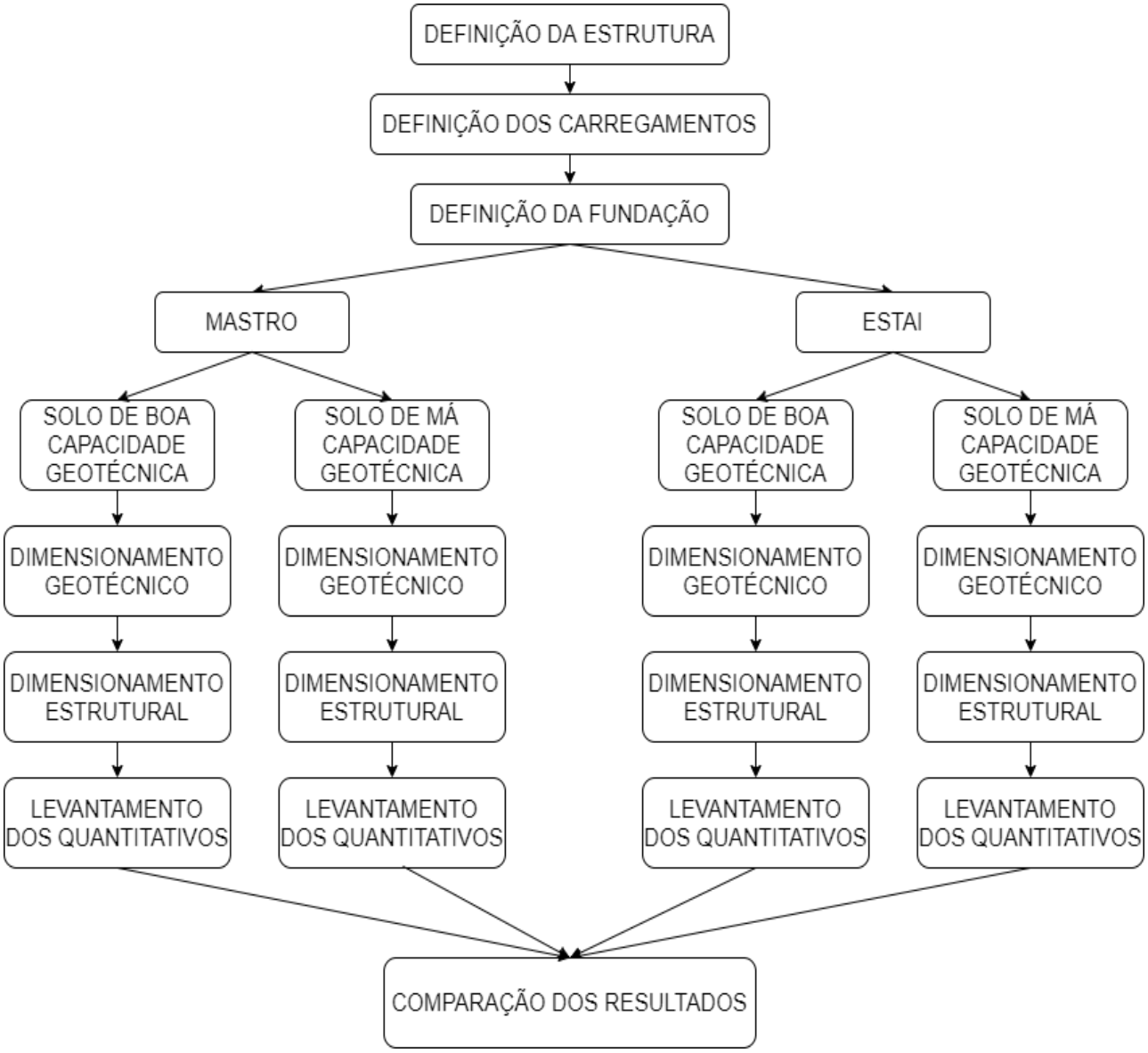
3 MÉTODO

A Figura 43 demonstra o fluxograma do presente trabalho, demonstrando resumidamente as etapas presentes nos capítulos 5, 6 e 7, que trata-se da etapa de aplicação da metodologia estudada no capítulo 2, baseando-se nas informações apresentadas no capítulo 4.

A princípio de projeto, foi realizada uma revisão bibliográfica, apresentando toda a fundamentação teórica para a elaboração do trabalho. Após essa etapa, foi realizado um levantamento de todos os dados sobre o empreendimento, estes pertinentes ao projeto de fundação, tais como as informações básicas da estrutura, dentre elas, a silhueta, o detalhamento de fixação na fundação e as hipóteses críticas de esforços atuantes, assim como de competências geotécnicas, em especifico, os boletins de sondagem, documentos de planta e perfil e registros de inspeções visuais do traçado da linha. Em seguida foram realizados os dimensionamentos, geométrico, geotécnico e estrutural, com base nas bibliografias apresentadas e recomendadas para cada caso. Ao fim desse processo foi feito um levantamento das soluções trabalhadas de modo a apontar a mais vantajosa em função das suas características.

O presente trabalho é caracterizado com estudo de caso, pois tem como objetivo conhecer a fundo a sua aplicação, sem propor novas teorias sobre o assunto (GIL, 2002).

Figura 43 – Fluxograma do Estudo



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Após a realização dos ensaios definidos nas campanhas de investigação geotécnica, é possível definir o tipo de solo predominante da região do traçado da linha de transmissão, e assim por meio de correlações empíricas, definir os parâmetros geotécnicos para o projeto. Entretanto, antes de qualquer iniciativa, é necessário conhecer o local da aplicação das fundações.

4.1 CARCTERÍSTICAS GERAIS

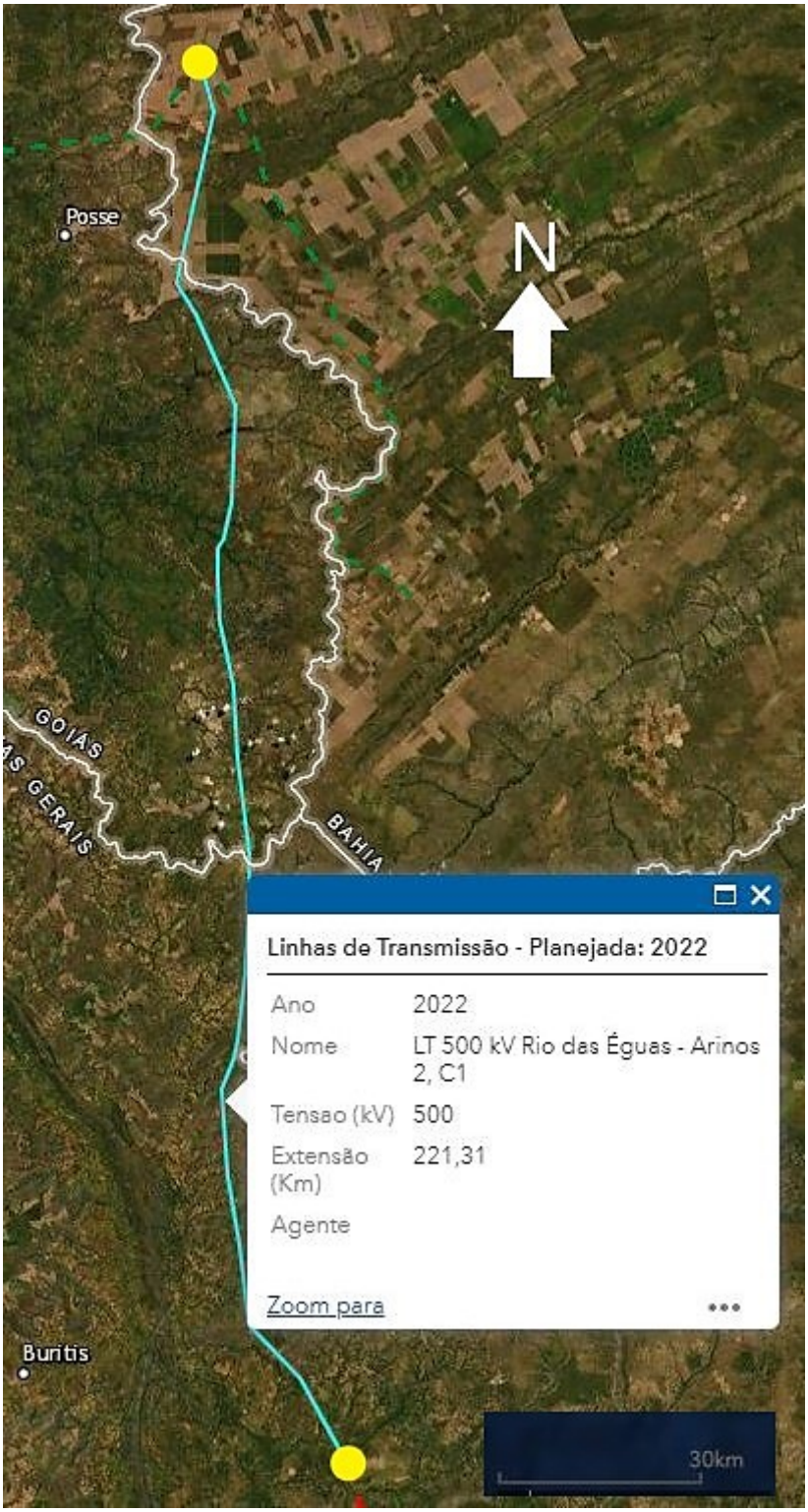
Pertencente ao empreendimento Veredas, a linha de transmissão de 500 kV, compreendida entre as subestações de Rio das Éguas e Arinos 2, possui cerca de 221 km de extensão, sendo composta por cerca de 450 estruturas metálicas.

A LT tem seu início na Subestação Rio das Éguas, localizada no município de Correntina, na Bahia e tem o final do seu traçado na Subestação Arinos, este localizado no município de mesmo nome, no estado de Minas Gerais. Destaca-se que o percurso da LT atravessa parte do estado de Goiás. Seu traçado é demonstrado na Figura 44 e na Figura 45.

Figura 44 – Traçado da LT em uma perspectiva a nível nacional

Fonte: EPE, 2020.

Figura 45 – Traçado da LT 500 kV Rio das Éguas – Arinos 2, C1

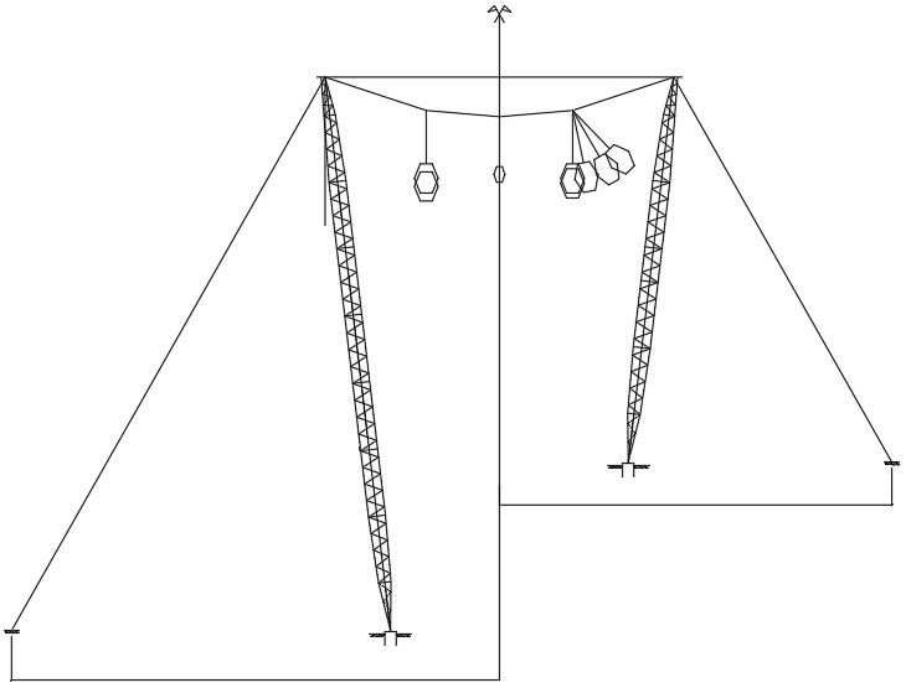


Fonte: EPE, 2020.

Dos 7 tipos de estruturas metálicas utilizadas nesta LT, destaca-se a estrutura CLV5, esta utilizada em grande escala. A estrutura CLV5 é uma torre estaiada do tipo Cross-Rope leve, que tem como principal característica dois mastros independentes e levemente inclinados em uma direção, interligados no

topo por um cabo, este denominado de Cross-Rope. Sua altura nominal varia entre 23,40 m e 30,80 m. A Figura 46 demonstra a silhueta da estrutura em estudo.

Figura 46 – Silhueta estrutura tipo CLV5



Fonte: Adaptado do acervo Cymi, 2020.

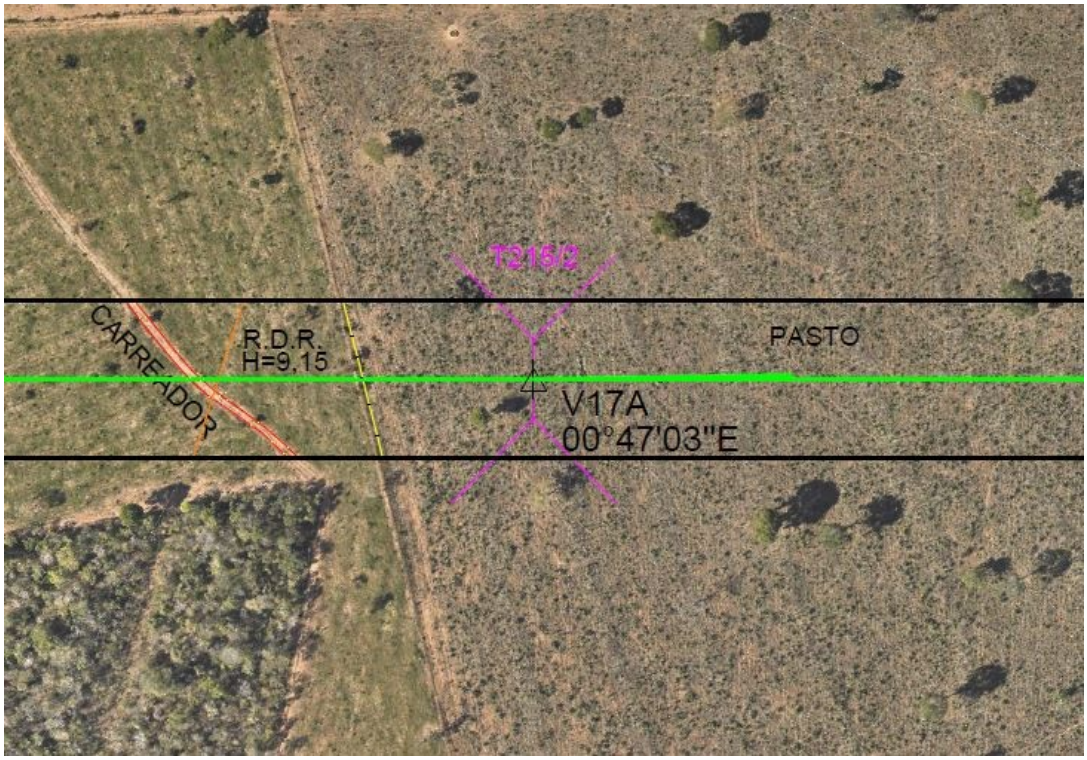
Para a realização do presente trabalho, foi tomada como referência a estrutura número 70/2 (estudo “a”) para os estudos do solo de melhor capacidade geotécnica, estando localizada em Mambaí, no estado de Goiás. A vegetação no local é denominada como “pasto”. Na Figura 47, demonstra com clareza a sua locação.

Figura 47 – Locação estrutura 70/2

Fonte: Adaptado do acervo Fluxo Engenharia, 2020.

Para a realização dos estudos do solo de pior capacidade geotécnica foi adotada como referência a estrutura número 215/2 (estudo “b”), localizada em Arinos no estado de Minas Gerais. A vegetação no local é denominada como “pasto”. Na Figura 48 observa-se sua locação.

Figura 48 – Locação estrutura nº 215/2

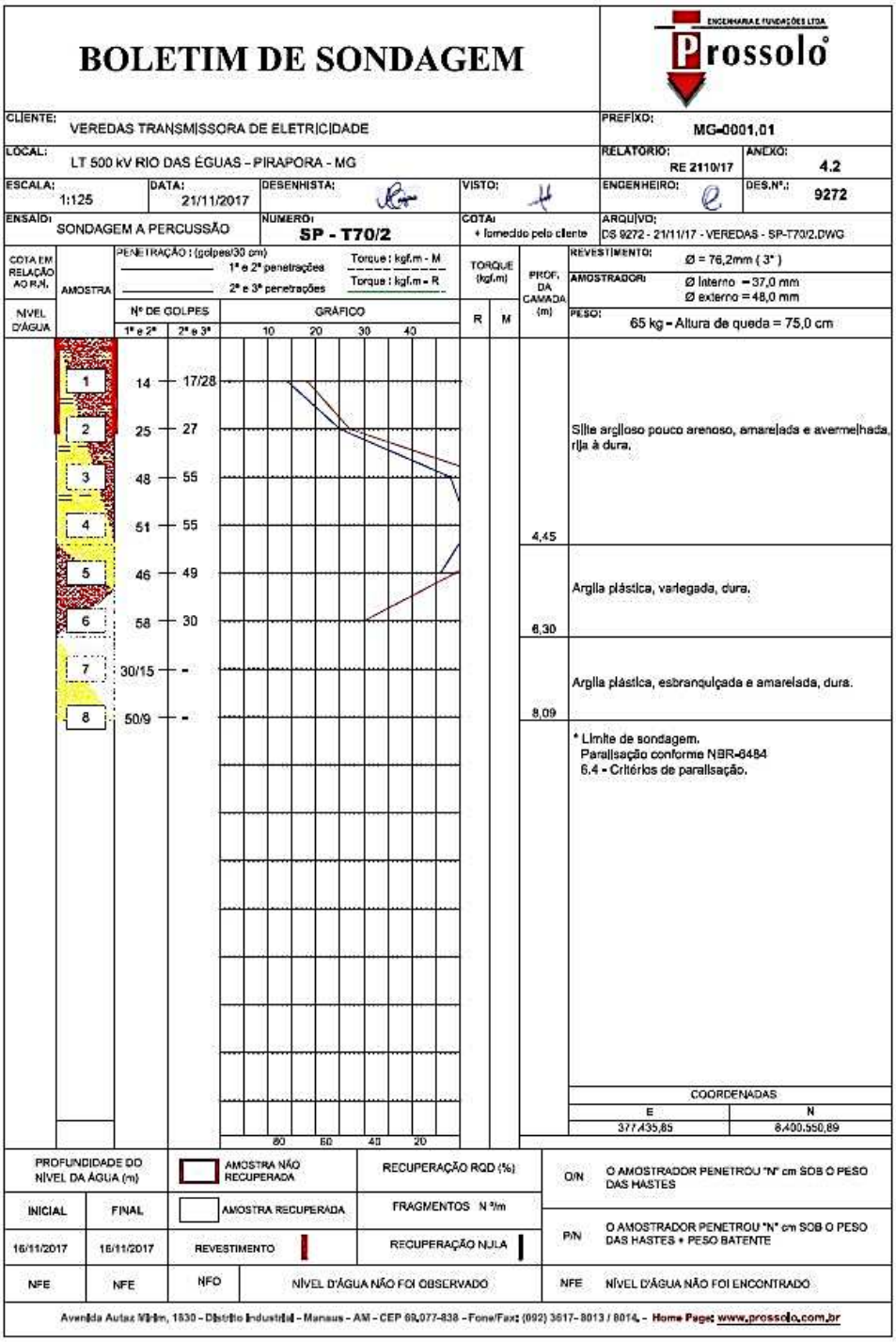


Fonte: Adaptado do acervo Fluxo Engenharia, 2020.

4.2 SONDAGENS

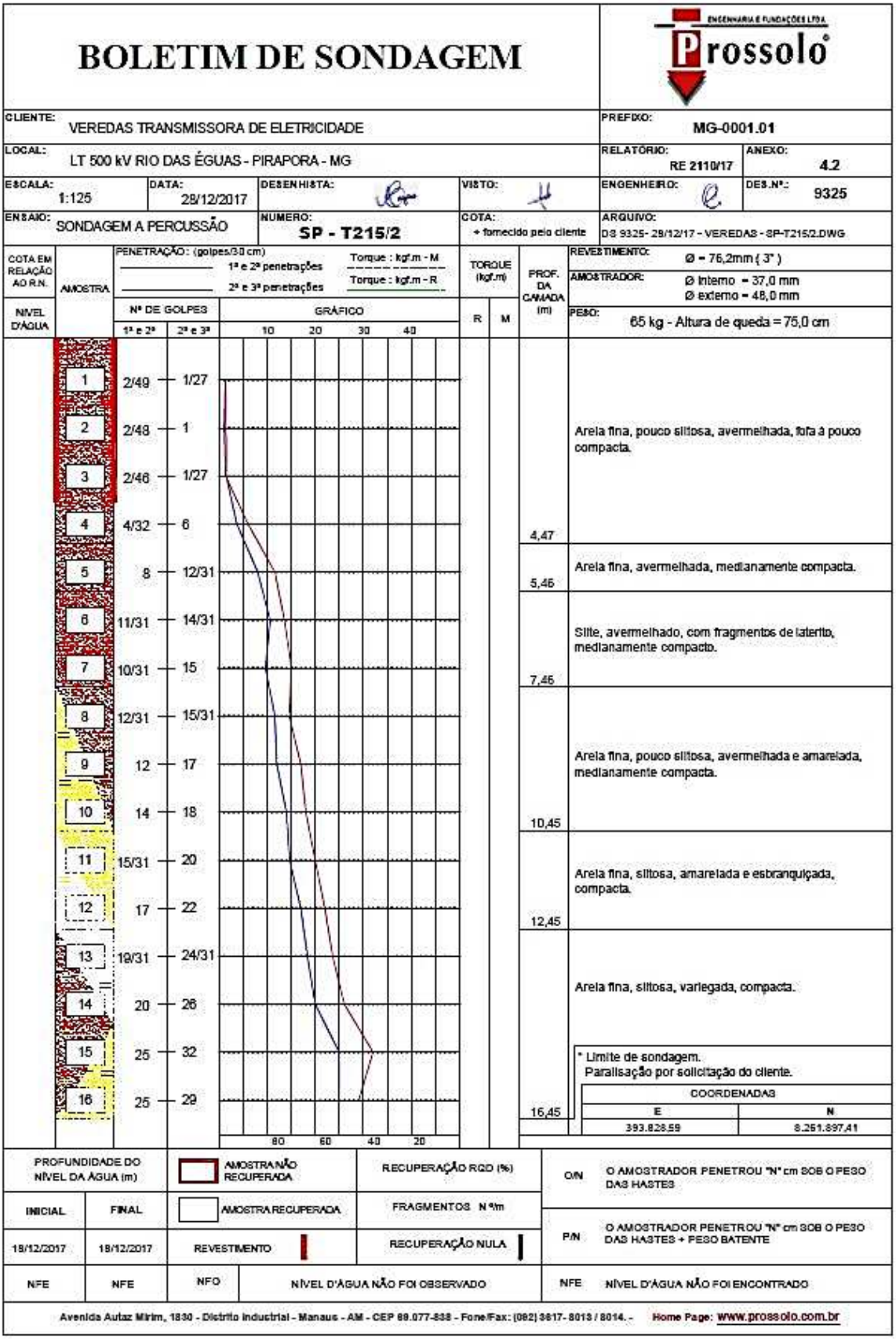
Ao identificar as torres que serão estudadas, torna-se possível identificar a sua sondagem relativa e a partir da mesma dar início aos dimensionamentos geotécnicos. Apresenta-se na Figura 49 a sondagem para o estudo (a). A Figura 50 demonstra a sondagem do caso (b).

Figura 49 – Sondagem SPT estrutura nº 70/2 (a)



Fonte: Adaptado do acervo Cymi, 2020.

Figura 50 – Sondagem SPT estrutura nº 215/2 (b)



BOLETIM DE SONDAGEM

Prossolo — Engenharia e Fundações Ltda.

CLIENTE:	VEREDAS TRANSMISSORA DE ELETRICIDADE
PREFIXO:	MG-0001.01
LOCAL:	LT 500 kV RIO DAS ÉGUAS - PIRAPORA - MG
RELATÓRIO:	RE 2110/17
ANEXO:	4.2
ESCALA:	1:125
DATA:	28/12/2017
DESENHISTA:	
VISTO:	
ENGENHEIRO:	
DES.Nº.:	9325
ENSAIO:	SONDAGEM A PERCUSSÃO
NUMERO:	SP - T215/2
COTA:	+ fornecido pelo cliente
ARQUIVO:	DS 9325- 28/12/17 - VEREDAS - SP-T215/2.DWG

COTA EM RELAÇÃO AO R.N. | AMOSTRA | NÍVEL D'ÁGUA

PENETRAÇÃO: (golpes/30 cm) — 1ª e 2ª penetrações — 2ª e 3ª penetrações — Torque : kgf.m - M — Torque : kgf.m - R

TORQUE (kgf.m) | PROF. DA CAMADA (m)

REVESTIMENTO: Ø = 76,2mm (3")

AMOSTRADOR: Ø interno = 37,0 mm; Ø externo = 48,0 mm

PESO: 65 kg - Altura de queda = 75,0 cm

Amostra	Nº de golpes 1ª e 2ª	Nº de golpes 2ª e 3ª
1	2/49	1/27
2	2/48	1
3	2/46	1/27
4	4/32	6
5	8	12/31
6	11/31	14/31
7	10/31	15
8	12/31	15/31
9	12	17
10	14	18
11	15/31	20
12	17	22
13	19/31	24/31
14	20	26
15	25	32
16	25	29

GRÁFICO: 10 20 30 40 — 80 60 40 20

Prof. da camada (m)	Descrição
4,47	Areia fina, pouco siltosa, avermelhada, fofa à pouco compacta.
5,46	Areia fina, avermelhada, medianamente compacta.
7,46	Silte, avermelhado, com fragmentos de laterito, medianamente compacto.
10,45	Areia fina, pouco siltosa, avermelhada e amarelada, medianamente compacta.
12,45	Areia fina, siltosa, amarelada e esbranquiçada, compacta.
16,45	Areia fina, siltosa, variegada, compacta.

* Limite de sondagem.
Paralisação por solicitação do cliente.

COORDENADAS E	COORDENADAS N
393.828,59	8.251.897,41

PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA (m) INICIAL	FINAL
19/12/2017	19/12/2017

AMOSTRA NÃO RECUPERADA — AMOSTRA RECUPERADA — REVESTIMENTO

RECUPERAÇÃO RQD (%) — FRAGMENTOS N º/m — RECUPERAÇÃO NULA

O/N: O AMOSTRADOR PENETROU "N" cm SOB O PESO DAS HASTES

P/N: O AMOSTRADOR PENETROU "N" cm SOB O PESO DAS HASTES + PESO BATENTE

NFE — NFE — NFO — NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI OBSERVADO — NFE — NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO

Avenida Autaz Mirim, 1830 - Distrito Industrial - Manaus - AM - CEP 69.077-838 - Fone/Fax: (092) 3617-8013 / 8014. - Home Page: www.prossolo.com.br

Fonte: Adaptado do acervo Cymi, 2020.

Analisando a sondagem apresentada na Figura 49 referente ao estudo (a), podemos observar que o solo demonstra grande competência geotécnica e podemos classificá-lo como solo tipo I. Em conformidade com o boletim de sondagem, observa-se que até a cota de 4,45 m, há ocorrência de solo caracterizado como silte argiloso. Posteriormente, até o limite de sondagem (8,09m) o solo é classificado como argila dura. A partir dessas informações, podem ser aplicados os métodos empíricos para a definição dos parâmetros geotécnicos, em específico para os siltes argilosos e para as argilas.

A Figura 50 demonstra a sondagem do caso (b) onde observa-se variações de areia com alguma parcela de silte. Na medida em que a profundidade aumenta, a camada de areia tende a ganhar resistência e uma elevada compactação, fato observado no acréscimo do número de golpes da sondagem SPT. Desse modo, devido aos baixos números de golpes nas primeiras camadas, ou seja, um solo fraco superficialmente, o mesmo foi classificado como um solo do tipo IV. Da forma que no estudo (a), os métodos empíricos para a definição dos parâmetros geotécnicos são aplicados, em específico para os siltes arenosos e para as areias.

É importante ressaltar que os métodos empíricos devem ser utilizados com extrema cautela, e se possível, realizar ensaios de laboratório para a validação ou definição dos parâmetros geotécnicos de projeto. Criteriosamente em alguns pontos, os ensaios de cisalhamento direto e granulometria são realizados em empreendimentos de linhas de transmissão, onde são obtidos no mínimo a coesão, o peso específico e o ângulo de atrito do solo.

5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Após todo o embasamento teórico necessário para realizar os dimensionamentos, com o conhecimento dos esforços críticos atuantes da estrutura metálica e das condições do solo local, pode-se dar início ao dimensionamento geotécnico e estrutural da fundação.

5.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS UTILIZADAS

Utilizando a base teórica apresentada no capítulo 2 e aplicando-as nos boletins de sondagens encontrados na Figura 49 para o estudo (a) e na Figura 50 no estudo (b) torna-se possível identificar as características dos materiais. Após realizar o estudo das características, adotou-se os valores considerados de piores capacidades geotécnicas, a fim de aumentar a segurança do estudo.

5.1.1 Características Geotécnicas Fundação (a)

Em sequência no Quadro 23 será apresentara-se as os valores obtidos baseados na sondagem apresentada na Figura 49.

Quadro 23 – Parâmetros geotécnicos - Estudo (a)

Coesão (kgf/m²)		Ângulo de Atrito (º)		Peso Específico (kgf/m³)	σ_{ADM}
Argiloso	Arenoso	Argiloso	Arenoso		
3.500	0	20	33	1.700	3,0

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

5.1.2 Características Geotécnicas Fundação (b)

Em sequência no Quadro 24 são apresentados os valores obtidos baseados na sondagem apresentada na Figura 50.

Quadro 24 – Parâmetros geotécnicos - Estudo (b)

Coesão (kgf/m²)		Ângulo de Atrito (º)		Peso Específico (kgf/m³)	σ_{ADM}
Argiloso	Arenoso	Argiloso	Arenoso		
2.000	0	10	25	1.200	1,0

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

5.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Para o dimensionamento estrutural das fundações, foram utilizadas as seguintes características para o concreto (Quadro 25) e o aço (Quadro 26) utilizado.

Quadro 25 – Características físicas e de resistência do concreto armado

Tipo	Símbolo	Unidade	Valor
Resistência Característica do Concreto	f_{ck}	MPa	25,00
Resistência de Cálculo ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$)	f_{cd}	MPa	17,86
Resistência de Cálculo à Tração	f_{ctd}	MPa	1,75
Coeficiente de Minoração da Resistência do Concreto	γ_c	-	1,40
Peso Específico do Concreto	γ_{conc}	kgf/m³	2.500
Cobrimento	–	cm	5

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 26 - Características físicas e de resistência do aço

Tipo	Símbolo	Unidade	Valor
Resistência Característica do Aço à Tração	f_{yk}	MPa	500
Resistência de Cálculo	f_{yd}	MPa	435
Coeficiente de Minoração da Resistência Aço	γs	-	1,15

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

5.3 CARREGAMENTOS

Baseando-se na memória de cálculo da estrutura fornecida pelo fabricante, toma-se então algumas hipóteses de carregamentos para que seja analisado o comportamento da fundação perante todas as naturezas dos esforços. No Quadro 27, Quadro 28 e Quadro 29 é apresentado os carregamentos máximos obtidos. Ressalta-se que os valores serão corrigidos com o acréscimo do coeficiente de 1,1. O Quadro 30 apresenta a descrição das hipóteses aplicadas.

Quadro 27 - Esforços atuantes máximos na fundação no eixo global - Mastro

Natureza Esforço	Hipótese de Carga	Eixo Global (kgf)			
		Vertical (V)	Transversal (Tv)	Longitudinal (Lo)	Resultante Horizontal
Compressão - Mastro	6E	-78.276	-8.489	-2.362	8.811
	1	-77.305	-10.299	0	10.299
	9	-54.706	-8.385	-2.362	8.711
	3	-61.862	-8.454	-1.684	8.620

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 28 - Esforços atuantes máximos na fundação no eixo local - Mastro

Natureza Esforço	Hipótese de Carga	Eixo Local (kgf)			
		Vertical (V)	Transversal (Tv)	Longitudinal (Lo)	Resultante Horizontal
Compressão - Mastro	6E	-78.814	644	0	644
	1	-77.837	-1.280	0	1.280
	7	-31.493	3.049	0	3.049
	9	-36.440	-2.385	-1.684	2.920

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 29 - Esforços atuantes máximos nos estais

Natureza Esforço	Hipótese de Carga	Ângulo Real do Estai (°)	Componente (kgf)		Tração na direção do estai (kgf)
			Vertical (C)	Horizontal (Lo)	
Tração - Estais	1	38,28	29.200	23.045	37.198

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 30 – Hipóteses de Carga

Natureza Esforço	Hipótese de Carga	Descrição da Hipótese
Compressão - Mastro	1	Vento extremo transversal
	3	Vento extremo à 45°
	6E	Construção – Fase central em montagem e para-raios e outras fases montados
	7	Vento de alta intensidade
	9	Vento e alta intensidade à 45°

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

5.4 RESULTADOS – DIMENSIONAMENTO ESTUDOS (A) E (B)

O estudo (a) apresenta um solo com uma melhor capacidade geotécnica desde as primeiras camadas, como pode-se observar na Figura 49. Desta forma, optou-se por realizar o dimensionamento de uma solução em sapata e em tubulão com base para o mastro. Já para os estais será dimensionado um tubulão sem base.

Devido as suas características geotécnicas nas primeiras camadas, para o estudo (b) verifica-se um solo com uma capacidade geotécnica de menor qualidade que o primeiro estudo. Nos mastros, devido as suas grandes dimensões, não será aplicado a fundação em sapata. Assim sendo, todas as soluções serão profundas, sendo para o mastro tubulões com base e tubulão sem base para os estais.

5.4.1 Fundações Para o Mastro Central

5.4.1.1 Sapata

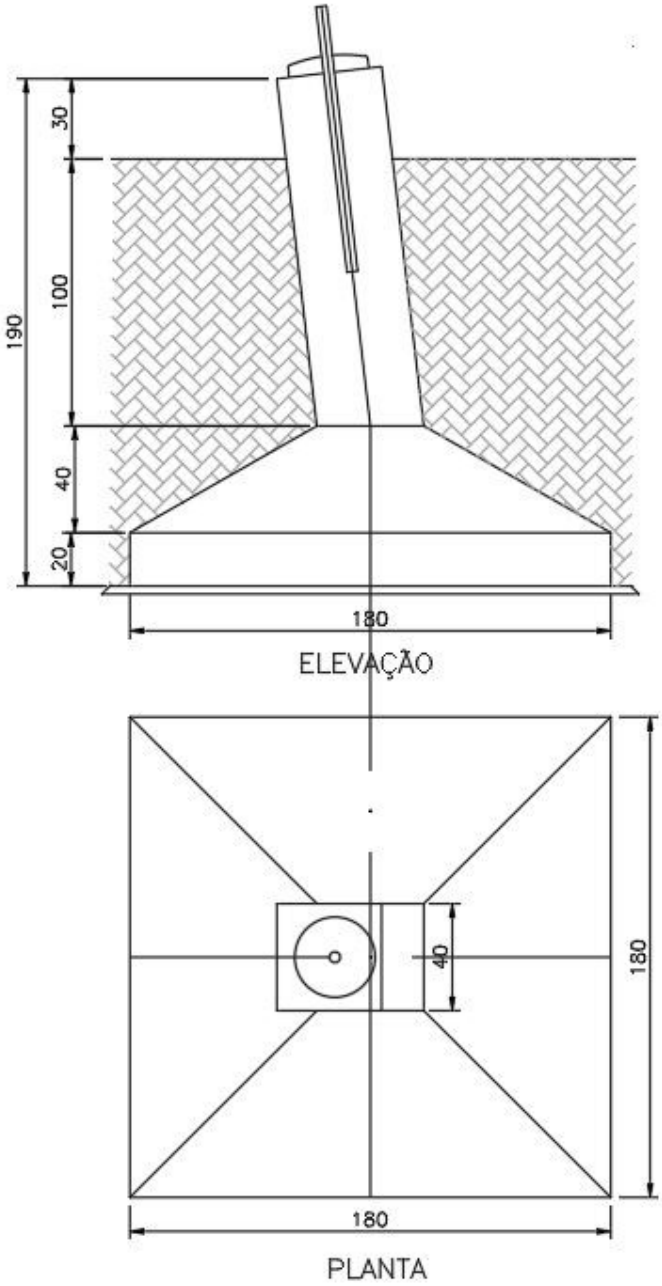
Inicialmente no dimensionamento das fundações insere-se os valores usuais das dimensões, sempre respeitando os requisitos mínimos e as normativas vigentes. Em sequência inicia-se as verificações geotécnicas e realiza-se ajustes nas dimensões pré-estabelecidas, visando obter uma solução de fundação que respeite as normativas técnicas e seja economicamente viável se de produzir. O Quadro 31 apresenta as dimensões adotadas para a fundação. Já a Figura 51 demonstra a sua representação gráfica em elevação e em planta.

Quadro 31 – Geometria sapata para o mastro (a)

La	0,20	m
Lb	0,40	m
Lf	1,00	m
L	1,60	m
G	0,30	m
A = B	1,80	m
a = b	0,40	m

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 51 – Geometria sapata para o mastro (a)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

O Quadro 32 apresenta as características geotécnicas aplicadas a verificação da tensão admissível do solo segundo Terzaghi, onde seus resultados são demonstrados no Quadro 33.

Quadro 32 – Verificação Terzaghi – Parte 1

Tipo de Solo	Tensão de cálculo média (kgf/cm²)	Tensão de cálculo borda (kgf/cm³)	q = peso esp x L (kgf/m²)
Arenoso	2,81	2,92	2.720
Argiloso			

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 33 – Verificação Terzaghi – Parte 2

Tipo de Solo	Fatores de Carga			Fatores de Forma			Teórico - Terzaghi	
	Nc	Nγ	Nq	Sc	Sγ	Sq	Tensão de Ruptura Geral (kgf/cm²)	Tensão Admissível (kgf/cm²)
Arenoso	49,56	33,32	33,84	1,3	0,8	1,0	13,28	4,43
Argiloso	17,70	5,00	7,40				10,68	3,56

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$\sigma_r = \frac{0 \times 49{,}56 \times 1{,}3 + 2.720 \times 33{,}84 \times 1 \times + \frac{1}{2} \times 1{,}8 \times 1.700 \times 33{,}32 \times 0{,}8}{1.000} \quad (124)$$

$$\sigma_r = 13{,}28\ \frac{kgf}{cm^2} \quad (125)$$

A verificação da condição de sapata rígida é apresentada no Quadro 34 e demonstrada na equação a seguir.

Quadro 34 – Verificação sapata rígida

La+Lb	47	cm
d	42	cm
La+Lb	47	cm
La+Lb	60	OK!

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$d\ (m) \geq \begin{cases} \dfrac{A-a}{4} \\ 1{,}44\ \sqrt{\dfrac{C}{\sigma_a}}\ sendo\colon\ \sigma_a = 0{,}85\dfrac{fck}{1{,}96} \end{cases} \quad (126)$$

$$d\ (m) \geq \begin{cases} \dfrac{1{,}80-0{,}40}{4} = 0{,}35\ m\ ou\ 35\ cm \\ 1{,}44\ \sqrt{\dfrac{86.695+4{,}447}{\sigma_a}}\ sendo\colon\ \sigma_a = 0{,}85\dfrac{250}{1{,}96} = 42\ cm\ ou\ 0{,}42\ m \end{cases} \quad (127)$$

Na sequência, deve-se verificar se a tensão de cálculo média e de borda estão dentro dos limites máximos. As verificações são apresentadas no Quadro 35 e Quadro 36.

Quadro 35 – Verificação da compressão na base da sapata – Parte 1

Hipótese	σ calc, média (kgf/cm²)	σcalc, borda – max (kgf/cm²)	σcalc, borda – min (kgf/cm²)	σ adm (kgf/cm²)	σ adm, borda (kgf/cm²)
6E	2,81	2,88	2,74	3,00	3,90
1	2,78	2,92	2,64		
7	1,21	1,53	0,88		
9	1,37	1,99	0,76		

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 36 – Verificação da compressão na base da sapata – Parte 2

er (cm)	elim - Zona 1 (cm)
0,00002	0,02778
0,00007	0,02778
0,00205	0,02778
0,00289	0,02778

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

A tensão de cálculo média é dada por:

$$e\sigma calc,_{media}\left(\frac{kgf}{cm^2}\right) = \frac{C + Peso\ Sapata}{A \times B} \tag{128}$$

$$\sigma calc,_{media} \leq \sigma_{adm} \tag{129}$$

$$e\sigma calc,_{media}\left(\frac{kgf}{cm^2}\right) = \frac{86.695 + 4.447}{180 \times 180} = 2{,}81 \tag{130}$$

$$2{,}81 \leq 3{,}00 \tag{131}$$

A verificação ao puncionamento, que analisa a pressão do pilar sobre a placa da sapata, é apresentada no Quadro 37.

Quadro 37 – Cisalhamento devido ao puncionamento

τadm	1,72	MPa
	17,2	kgf/cm²
τ	4,12	kgf/cm²

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$\tau_{adm}\ (MPa) = 0{,}15 \times \sqrt{f_{c28}} \tag{132}$$

$$\tau_{adm}\ (MPa) = 0{,}15 \times \sqrt{33} = 1{,}72\ MPa \tag{133}$$

O Quadro 38 apresenta a armadura necessária para a base da sapata. Já o Quadro 39 resume a quantidade e a bitola adotada.

Quadro 38 – Cálculo da armadura da base da sapata

As	12,20	cm²
As,min	5,40	cm²
As,adotado	12,56	cm²

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$As, min\ (cm^2) = 0{,}15\% \times A \times La \quad (134)$$

$$As, \min(cm^2) = 0{,}15\% \times 180 \times 20 = 3{,}90\ cm^2 \quad (135)$$

Quadro 39 – Armadura adotada base da sapata

N3	Quantidade	ø		Área (cm²)
	16	10	mm	12,56

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

O dimensionamento da armadura do fuste é apresentado no Quadro 40, com a indicação da armadura de cálculo e a mínima. O Quadro 41 demonstra um resumo da armadura adotada. Na Figura 52 a armadura adotada foi verificada no *software* Oblíqua.

Quadro 40 – Cálculo da armadura do fuste

As_{calc}	0	cm²
$As_{mín}$	6,40	cm²

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$As, min\ (cm^2) = 0{,}4\% \times a \times b \quad (136)$$

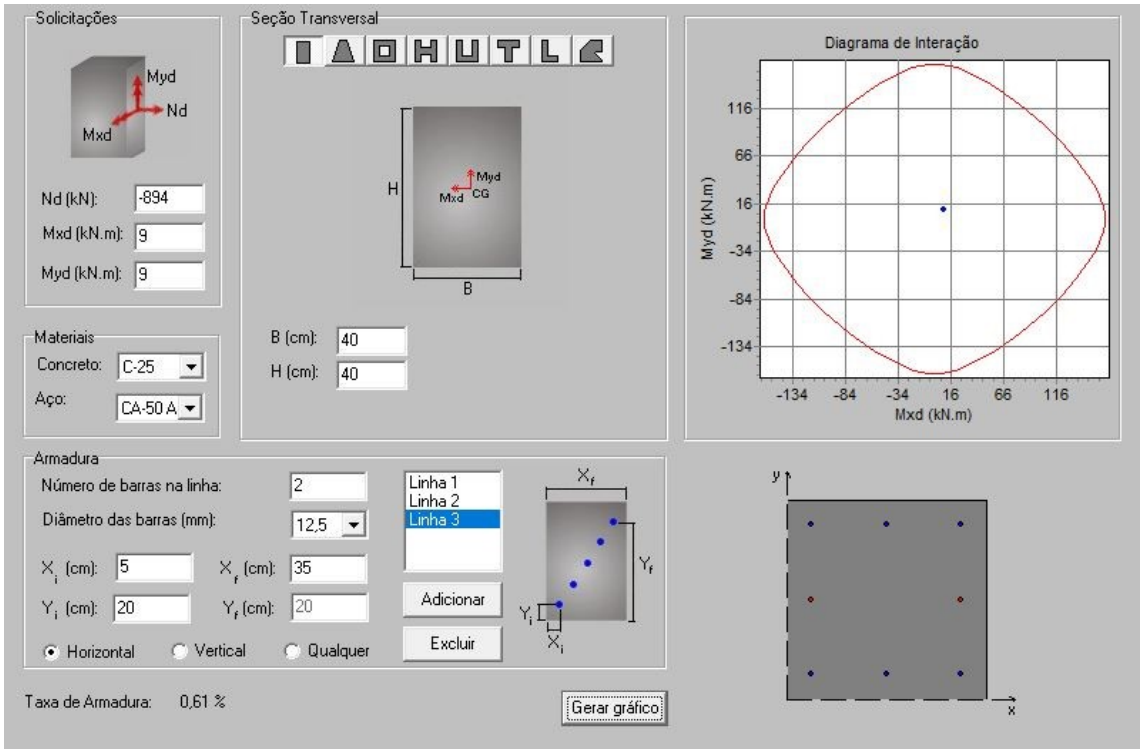
$$As, \min(cm^2) = 0{,}4\% \times 40 \times 40 = 6{,}40\ cm^2 \quad (137)$$

Quadro 41 – Armadura adotada do fuste

N1	Quantidade	ø	Área (cm²)
	8	12,5	9,82

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 52 – Verificação *software* Oblíqua



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

As verificações dos estribos do fuste são apresentadas a seguir no Quadro 42.

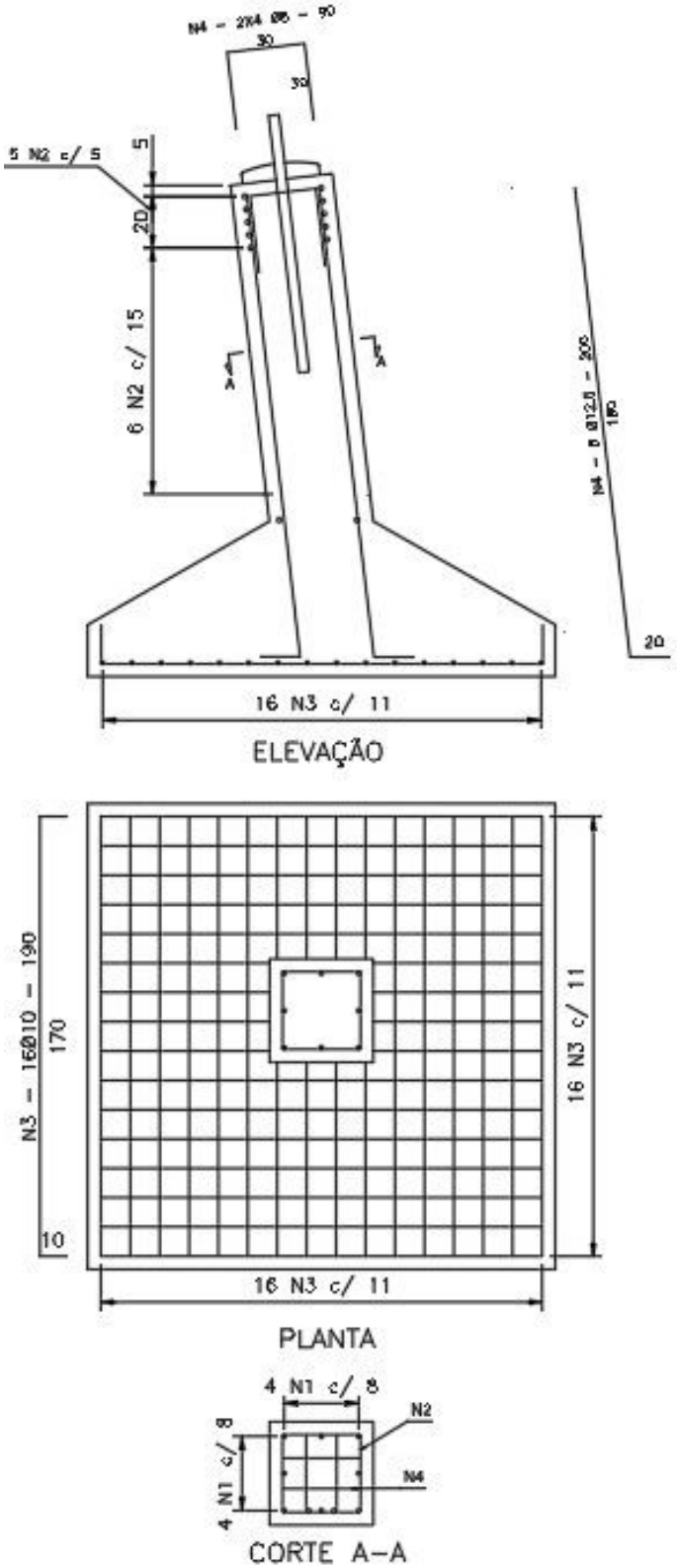
Quadro 42 – Verificações – Estribos fuste

Descrição	Valor	Unidade
$ø_{st}$	8,0	mm
	0,80	cm
$A_{sw,\ 1\ ramo}$	0,50	cm²
s	15,0	cm
Ramos	2	-
$A_{sw\ /\ s\ calculado}$	6,71	cm²/m
$A_{sw\ /\ s\ mínimo}$	4,10	cm²/m
$A_{sw,\ mínimo\ 1\ ramo}$	0,31	cm²
Descrição	Valor	Unidade
H_r	9.186	kgf
A	40	cm
a-cob	35	cm
α_{v2}	0,9	-
Verificação da compressão diagonal do concreto		
Descrição	Valor	Unidade
V_{rd2}	60.750	kgf
Verificação da tração na armadura transversal		
Descrição	Valor	Unidade
V_{sw}	4.593	kgf
$f_{ctk,inf}$	1,80	Mpa
	18,00	kgf/cm²
V_c	10.773	kgf
V_c+V_{sw}	15.366	kgf

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

A seguir, na Figura 53 observa-se um detalhamento da armadura da fundação. Em sequência, o Quadro 43 resume os quantitativos para a fundação, enquanto o Quadro 44 resume todas as armaduras apresentadas na Figura 53.

Figura 53 – Detalhamento de armadura - Sapata



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 43 – Quantitativos: Concreto, escavação, reaterro e formas

Concreto (m³)	Concreto Magro (m³)	Escavação (m³)	Reaterro (m³)	Formas (m²)
1,78	0,16	5,35	3,41	4,96

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 44 – Quantitativos: Armaduras – Por fundação

N	Ø (mm)	Quantidade	Comprimento Unitário (m)	Comprimento Total (m)	Peso total (kgf)
1	12,5	8	2,00	16,00	15
2	8	11	1,35	14,85	6
3	10	32	1,90	60,80	38
4	8	8	0,90	7,20	3
				Total (kgf)	62

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

5.4.1.2 Tubulão com base – Casos (a) e (b)

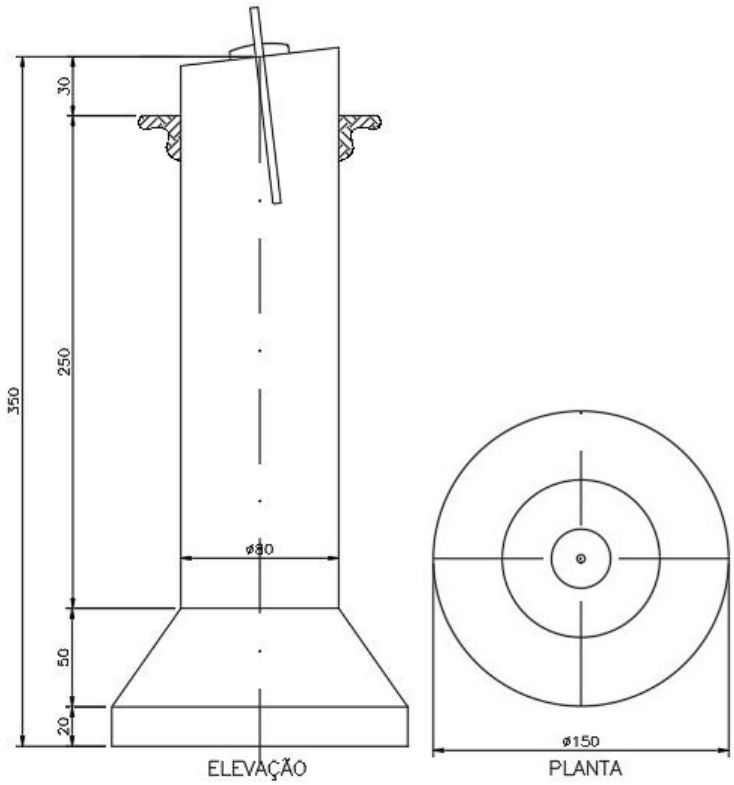
Da mesma forma em que é realizada o pré-dimensionamento das sapatas, as dimensões iniciais da fundação em tubulão com base serão arbitradas e verificadas em sequência. As geometrias são apresentadas no Quadro 45 e sua representação para o estudo (a) na Figura 54 e (b) na Figura 55.

Quadro 45 – Geometria dos tubulões

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
La	0,50	1,10	m
Lb	0,20	0,20	m
Lf	2,50	7,30	m
L enterrado	3,20	8,60	m
G	0,30	0,30	m
D	0,80	1,30	m
Db	1,50	2,60	m

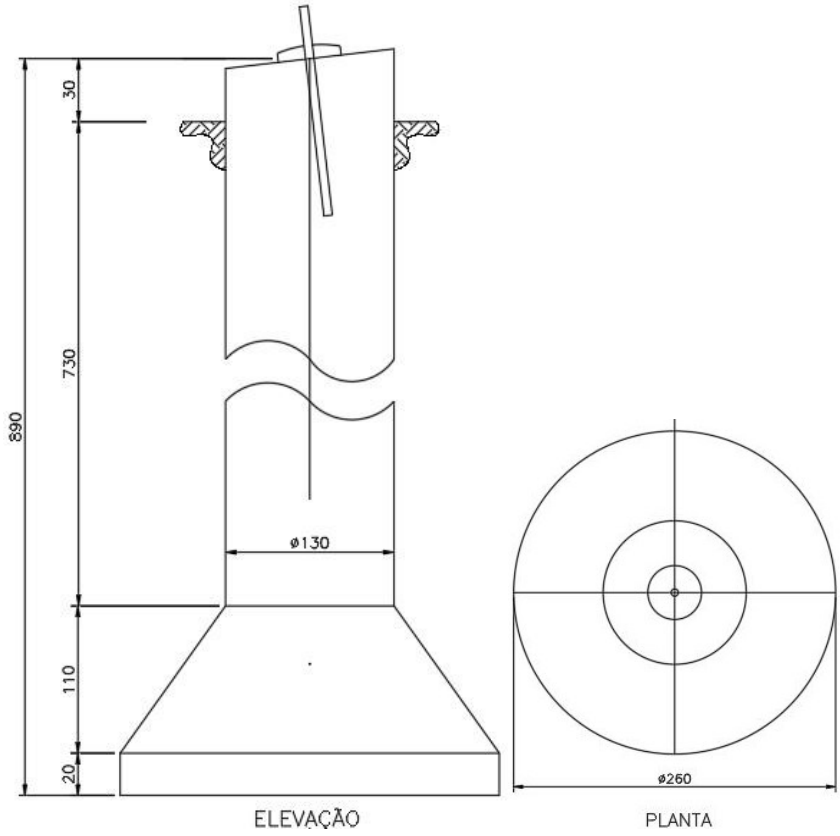
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 54 – Geometria tubulão com base para o mastro (a)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 55 – Geometria tubulão com base para o mastro (b)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Para garantir a angulação necessária do tronco piramidal do tubulão, deve-se realizar a verificação apresentada no Quadro 46.

Quadro 46 – Ângulo de inclinação da base do tubulão

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
β	60		°
	1,05		rad
La+Lb adotado	0,70	1,30	m
La+Lb mínimo	0,61	1,13	m

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$h\ (m) = 0{,}866(Db - D) \tag{138}$$

$$h\ (m) = 0{,}866(1{,}5 - 0{,}8) = 0{,}61\ \text{m} \tag{139}$$

A tensão de cálculo na base da fundação foi verificada inicialmente por Terzaghi (Quadro 47 e Quadro 48) onde obteve-se as tensões admissíveis para os solos dos estudos (a) e (b). No Quadro 49, esses valores foram comparados com as tensões solicitantes dos esforços.

Posteriormente, realizou-se uma nova verificação, desta vez por Decourt-Quaresma (Quadro 50 e Quadro 51).

Quadro 47 – Verificação Terzaghi – Parte 1

	Tensão de cálculo média (kgf/cm²)	Coesão (kgf/m²)	Peso Específico (kgf/m³)	q = peso esp x L (kgf/m²)	Âng. de Atrito (graus)	Tipo de Solo
A	3,70	3.500	1.700	5.100	20	Argila
		0			33	Areia
B	2,61	2.000	1.200	6.960	10	Argila
		0			25	Areia

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 48 – Verificação Terzaghi – Parte 2

		Fatores de Carga			Fatores de Forma			Teórico - Terzaghi	
	Tipo de Solo	Nc	Nγ	Nq	Sc	Sγ	Sq	Tensão de Ruptura Geral (kgf/cm²)	Tensão Admissível (kgf/cm²)
A	Argila	17,70	5,00	7,40	1,20	0,60	1,00	11,59	3,86
	Areia	49,56	33,32	33,84				19,81	6,60
B	Argila	9,60	1,20	2,70	1,20	0,60	1,00	5,14	1,71
	Areia	25,10	9,70	12,70				13,71	4,57

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$\sigma_r = \frac{3.500 \times 17{,}7 \times 1{,}2 + 5.100 \times 7{,}4 \times 1 + \frac{1}{2} \times 1{,}5 \times 1.700 \times 5 \times 0{,}60}{1.000} \tag{140}$$

$$\sigma_r = 11{,}59\ \frac{kgf}{cm^2} \tag{141}$$

Quadro 49 – Compressão na base

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
Para a hipótese 6E			
σadm, terzaghi	3,86	1,71	kgf/cm²
σ_{calc}	3,70	1,63	kgf/cm²
Para a hipótese 1			
σ_{calc}	3,64	1,61	kgf/cm²
Para a hipótese 3			
σ_{calc}	2,68	1,29	kgf/cm²

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 50 – Decourt-Quaresma (a)

Prof.	N_{SPT}	Solo	Np	C (tf/m²)	α	β	Resist. (tf)	CS
1	17	Silte Arg.	0,0	20	0,6	0,65	116,63	1,309
2	27	Silte Arg	17,0	20	0,6	0,65	182,87	2,024
3	50	Silte Arg	22,0	20	0,6	0,65	255,84	2,793
4	50	Silte Arg	31,3	20	0,6	0,65	320,83	3,455
5	49	Argila	36,0	12	0,85	0,8	294,30	3,127
6	30	Argila	38,6	12	0,85	0,8	322,45	3,381
7	50	Argila	37,2	12	0,85	0,8	340,22	3,521
8	50	Argila	39,0	12	0,85	0,8	398,53	4,072

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 51 – Decourt-Quaresma (b)

Prof.	N_{SPT}	Solo	Np	C (tf/m²)	α	β	Resist. (tf)	CS
1	1	Areia	0,0	40	0,5	0,5	26,55	0,335
2	1	Areia	1,0	40	0,5	0,5	30,74	0,372
3	1	Areia	1,0	40	0,5	0,5	77,07	0,898
4	6	Areia	1,0	40	0,5	0,5	176,51	1,979
5	12	Areia	2,3	40	0,5	0,5	296,91	3,210
6	14	Silte aren.	4,2	25	0,6	0,65	301,51	3,147
7	15	Silte aren.	5,8	25	0,6	0,65	334,10	3,370
8	15	Areia	7,1	40	0,5	0,5	440,68	4,302
9	15	Areia	8,1	40	0,5	0,5	468,32	4,428
10	17	Areia	8,9	40	0,5	0,5	504,69	4,627
11	18	Areia	9,7	40	0,5	0,5	559,83	4,981
12	20	Areia	10,5	40	0,5	0,5	615,47	5,319
13	22	Areia	11,3	40	0,5	0,5	681,02	5,721
14	24	Areia	12,1	40	0,5	0,5	721,09	5,893
15	26	Areia	12,9	40	0,5	0,5	788,76	6,276

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Devido ao esforço horizontal no topo da fundação, é necessário realizar as verificações quanto ao tombamento da estrutura, exibidas no Quadro 52 (para solos argilosos) e no Quadro 53 (solos arenosos).

Quadro 52 – Tombamento – Solo argiloso

	Estudo		
	A	B	
Para a hipótese 6E			
$L_{mín}$	2,22	-	m
Para a hipótese 1			
$L_{mín}$	2,56	2,82	m
Para a hipótese 3			
$L_{mín}$	2,26	-	m
$L_{adotado}$	3,20	8,60	m

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 53 – Tombamento – Solo arenoso

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
Mest	32.021	490.038	Kgf.m
Para a hipótese 6E			
Mt	10.064	10.758	kgf.m
FS	3,18	45,55	-
Para a hipótese 1			
Mt	13.104	14.031	kgf.m
FS	2,44	34,93	-
Para a hipótese 3			
Mt	10.276	10.986	kgf.m
FS	3,12	44,61	-

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Estudo A:

$$FS = \frac{Mest}{Mt} \tag{142}$$

$$FS = \frac{32.021}{13.104} = 2{,}44 \tag{143}$$

Estudo B:

$$FS = \frac{Mest}{Mt} \tag{144}$$

$$FS = \frac{490.038}{14.031} = 34{,}93 \tag{145}$$

O Quadro 54 resume o cálculo da armadura longitudinal, enquanto o Quadro 55 detalha a quantidade, o diâmetro da armadura e alguns dados de locação das armaduras. A verificação dos estribos é apresentada no Quadro 56.

Quadro 54 – Cálculo da armadura longitudinal - Calculada e mínima

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
AsT	0,00	0,00	cm²
As,min	20,11	53,09	cm²

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$As, min\ (cm^2) = 0{,}4\% \times \frac{\pi d^2}{4} \tag{146}$$

$$As, \min(cm^2) = 0{,}4\% \times \frac{\pi 80^2}{4} = 20{,}11 \text{ cm}^2 \tag{147}$$

Quadro 55 – Armadura adotada

Nomenclatura	Estudo	Quantidade	Bitola (mm)		Área (cm²)	A cada (cm)	A cada (°)
N1	A	19	ø	12,5	23,32	11,24	18,95
	B	44			54,00	8,43	8,18

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 56 – Estribos do fuste

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
ϕ_{st}	8,0		mm
	0,80		cm
$A_{sw,\ 1\ ramo}$	0,503		cm²
s	15,0		cm
Ramos	2		-
$A_{sw\ /\ s\ calculado}$	6,71		cm²/m
$A_{sw\ /\ s\ mínimo}$	4,10	6,67	cm²/m
$A_{sw,\ mínimo\ 1\ ramo}$	0,308	0,500	cm²
H_r	11.329		kgf
D	80	130	cm
D-cob	75	125	cm
α_{v2}	0,9		-
V_{rd2}	260.357	705.134	kgf
Verificação da tração na armadura transversal			
V_{sw}	23.478	49.207	kgf
$f_{ctk,inf}$	1,80		Mpa
	17,95		kgf/cm²
V_c	46.169	125.042	kgf
V_c+V_{sw}	69.647	174.249	kgf

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

A seguir, apresenta-se os resumos no consumo de concreto (Quadro 57), armaduras (Quadro 58 e

Quadro 59). A Figura 56 e a Figura 57 detalha o posicionamento das armaduras, seus quantitativos e outros detalhes em uma vista de corte da fundação.

Quadro 57 – Quantitativos: Concreto, formas e escavação

Estudo	Concreto (m³)	Formas (m²)	Escavação (m³)
A	2,00	0,75	1,85
B	14,56	0,75	14,41

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 58 – Quantitativos: Armaduras (a)

N	Ø (mm)	Quantidade	Comprimento Unitário (m)	Comprimento Total (m)	Peso total (kgf)
1	12,5	19	3,40	64,60	62
2	8	25	2,50	62,50	25
3	8	8	0,90	7,20	3
				Total (kgf)	90

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

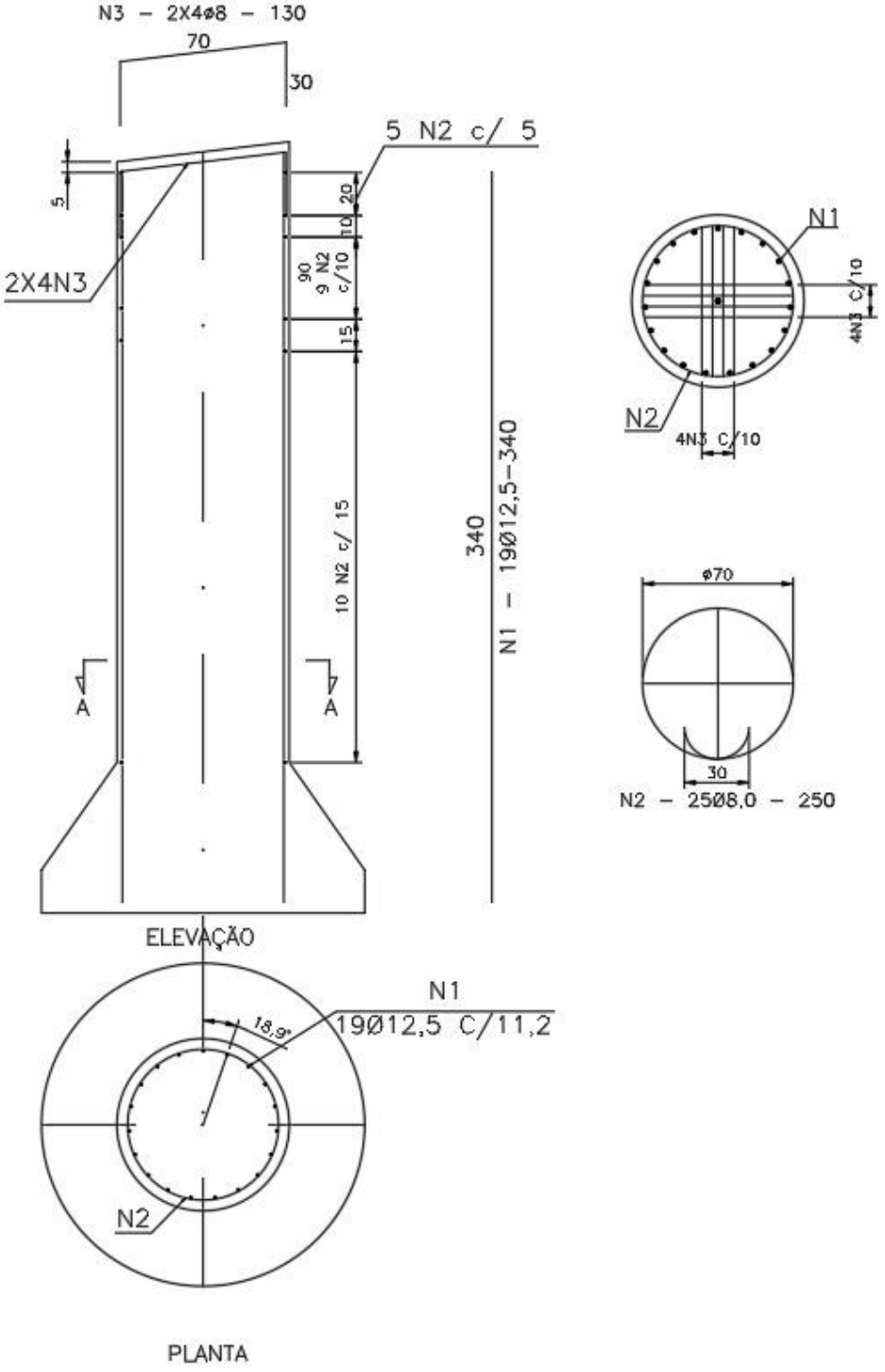
Quadro 59 – Quantitativos: Armaduras (b)

N	Ø (mm)	Quantidade	Comprimento Unitário (m)	Comprimento Total (m)	Peso total (kgf)

1	12,5	44	8,80	387,20	373
2	8	56	4,07	227,92	90
3	8	8	0,90	7,20	3
				Total (kgf)	466

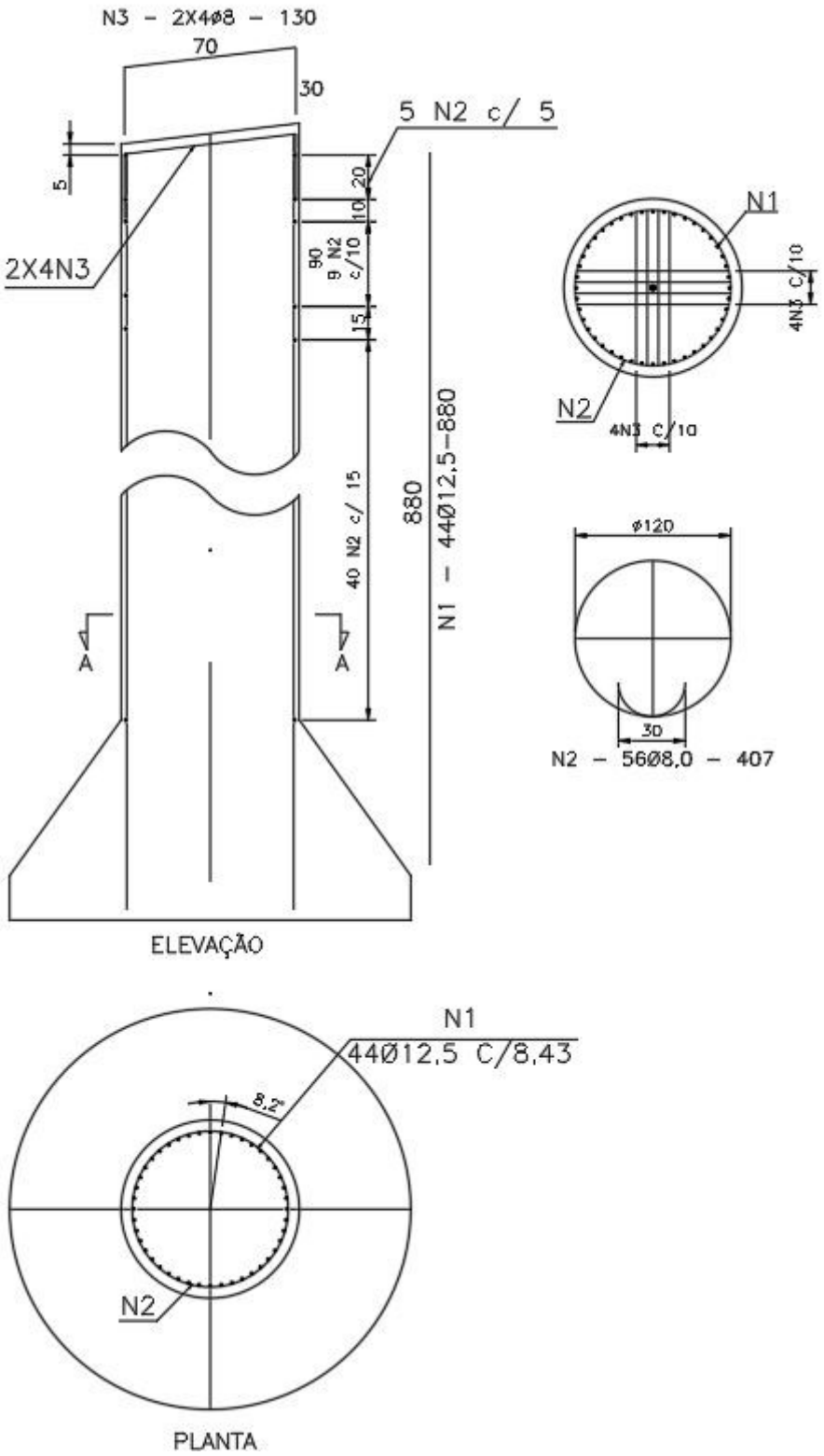
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 56 – Detalhamento de armadura - Tubulão com base para o mastro (a)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 57 – Detalhamento de armadura - Tubulão com base para o mastro (b)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

5.4.2 Fundações para os estais

5.4.2.1 Tubulão

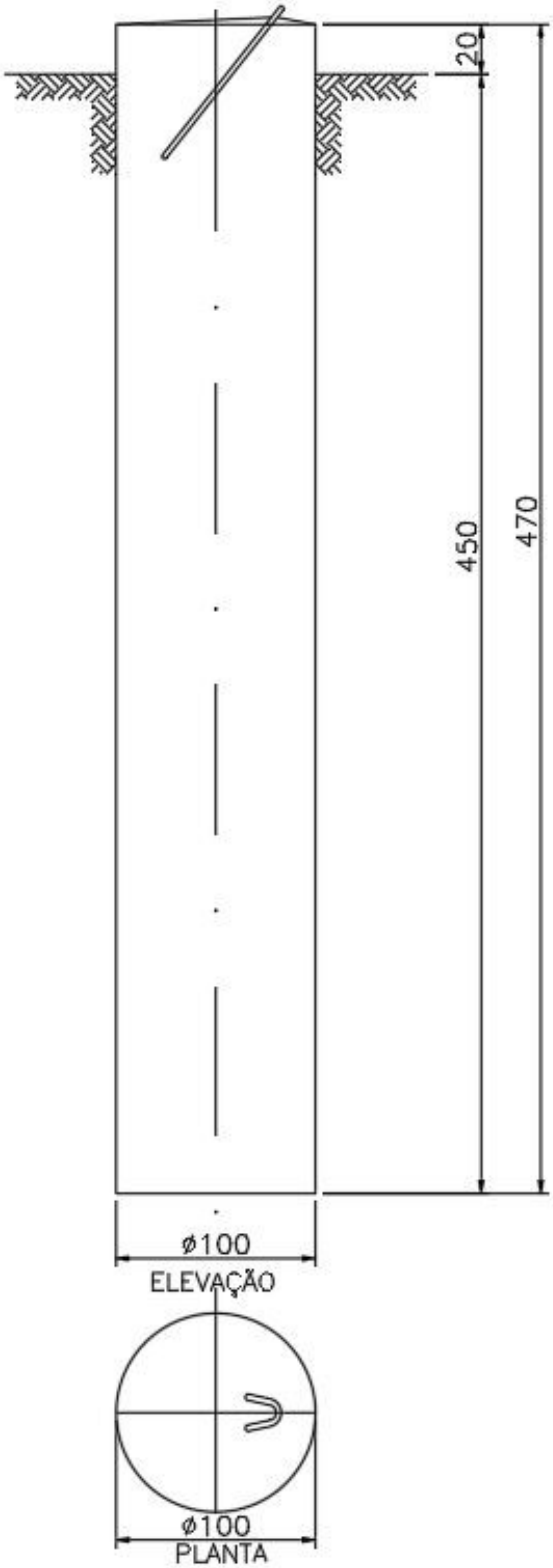
Os dois estudos (a) e (b) utilizarão a solução em tubulão para suportar os esforços de tração proporcionados pelos cabos dos estais, responsáveis por sustentar a estrutura. O tubulão necessitará do contato entre sua parede e o solo para suportar esses esforços. Nestes casos, os tubulões também poderão ser chamados de estacas escavadas. A ligação da fundação com os estais é realizada por meio de um grampo, concretado junto a fundação na mesma etapa. O Quadro 60 apresenta as dimensões das fundações, representadas posteriormente na Figura 58 e na Figura 59.

Quadro 60 – Geometria

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
L enterrado	4,50	6,30	m
G	0,20		m
D	1,00		m

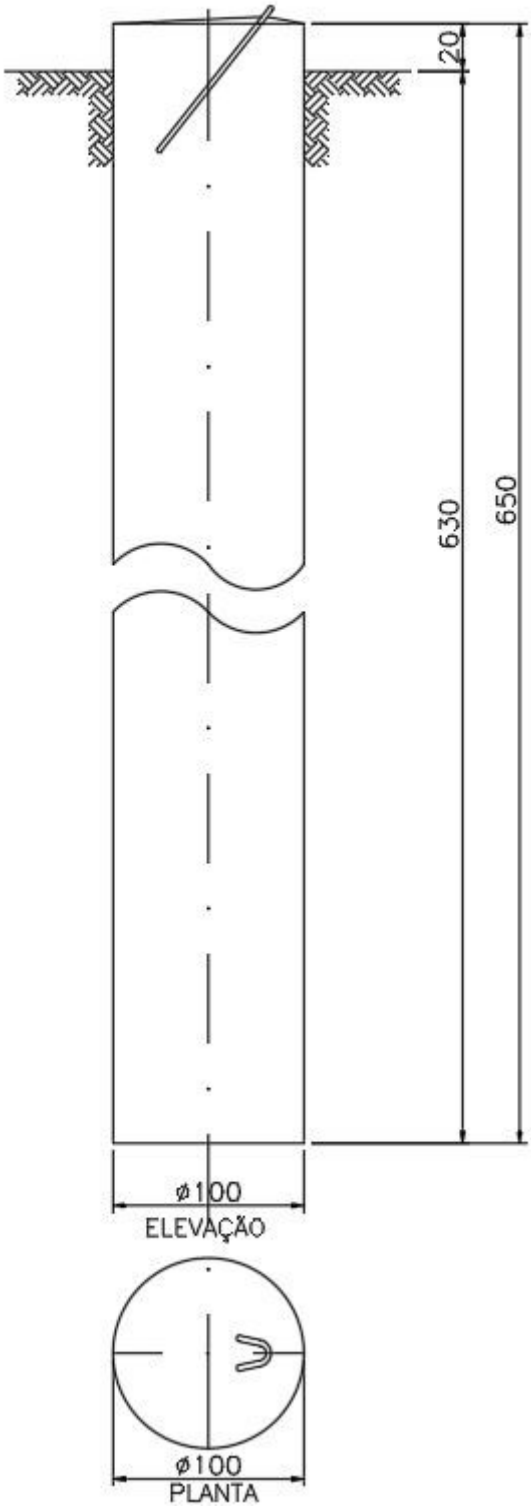
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 58 – Geometria - Tubulão para os estais (a)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 59 – Geometria - Tubulão para os estais (b)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Devido ao esforço que o estai aplica sobre a fundação, tendendo ao seu arrancamento, deve-se analisar este fator, conforme o Quadro 61.

Quadro 61 – Arrancamento

	Estudo				
	A		B		
	Arenoso	Argiloso	Arenoso	Argiloso	
Descrição	Valor				Unidade
Lf	4,50		6,30		m
Qft	41.930	76.646	49.677	68.012	kgf
(Qft/T)	1,31	2,39	1,55	2,12	

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 62 – Tombamento - Argiloso

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
$L_{mín}$	3,91	5,69	m
$L_{adotado}$	4,50	6,30	m

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 63 – Tombamento - Arenoso

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
Mt	119.139	164.767	kgf
Me	262.741	369.656	kgf
FS	2,205	2,244	-

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$FS = \frac{Me}{Mt} \tag{148}$$

$$FS = \frac{262.741}{119.139} = 2{,}205 \tag{149}$$

O Quadro 64 resume o cálculo da armadura longitudinal, enquanto o Quadro 55 detalha a quantidade, o diâmetro da armadura e alguns dados de locação das armaduras. A verificação dos estribos é apresentada no Quadro 66.

Quadro 64 – Armadura - Fuste

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
AsT	27,49	35,34	cm²
As,min	31,42		cm²

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

$$As, min\ (cm^2) = 0{,}4\% \times \frac{\pi d^2}{4} \quad (150)$$

$$As, \min(cm^2) = 0{,}4\% \times \frac{\pi 100^2}{4} = 31{,}42\ \text{cm}^2 \quad (151)$$

Quadro 65 – Armadura adotada do fuste

Nomenclatura	Estudo	Quantidade	Bitola (mm)		Área (cm²)	A cada (cm)	A cada (°)
N1	A	26	ø	12,5	31,91	10,63	13,85
	B	29			35,59	9,53	12,41

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 66 – Armadura adotada dos estribos

	Estudo		
	A	B	
Descrição	Valor		Unidade
ϕ_{st}	8,0		mm
	0,80		cm
$A_{sw,\ 1\ ramo}$	0,503		cm²
s	15,0		cm
Ramos	2		-
$A_{sw\ /\ s\ calculado}$	6,71		cm²/m
$A_{sw\ /\ s\ mínimo}$	5,13		cm²/m
$A_{sw,\ mínimo\ 1\ ramo}$	0,385		cm²
H_r	25.349		kgf
D	100		cm
D-cob	95		cm
α_{v2}	0,9		-
V_{rd2}	412.232		kgf
Verificação da tração na armadura transversal			
V_{sw}	29.739		kgf
$f_{ctk,inf}$	1,80		Mpa
	17,95		kgf/cm²
V_c	73.101		kgf
V_c+V_{sw}	102.840		kgf

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

A seguir, apresenta-se os resumos no consumo de concreto, formas e escavação (Quadro 67), armaduras (Quadro 68 e Quadro 69). A Figura 60 e a Figura 61 detalha o posicionamento das armaduras, seus quantitativos e outros detalhes em uma vista de corte da fundação.

Quadro 67 – Quantitativo: Concreto

Estudo	Concreto (m³)	Formas (m²)	Escavação (m³)
A	3,69	0,63	3,53
B	5,11	0,63	4,95

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 68 – Quantitativos: Armaduras (a)

N	Ø (mm)	Quantidade	Comprimento Unitário (m)	Comprimento Total (m)	Peso total (kgf)
1	12,5	26	4,60	119,60	115
2	8	36	3,13	112,68	45
				Total (kgf)	160

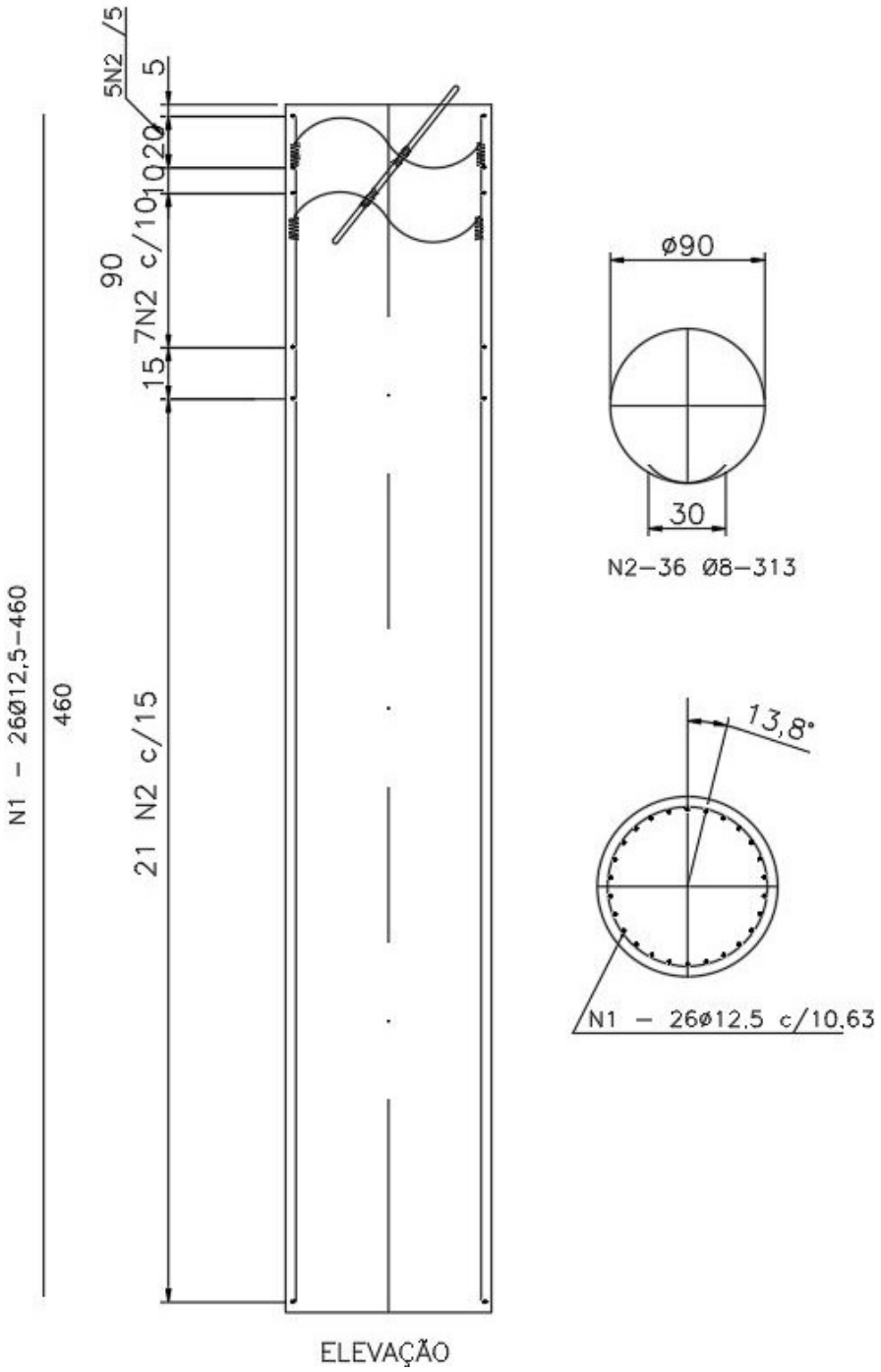
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 69 – Quantitativos: Armaduras (b)

N	Ø (mm)	Quantidade	Comprimento Unitário (m)	Comprimento Total (m)	Peso total (kgf)
1	12,5	29	6,40	185,60	179
2	8	48	3,13	150,24	59
				Total (kgf)	238

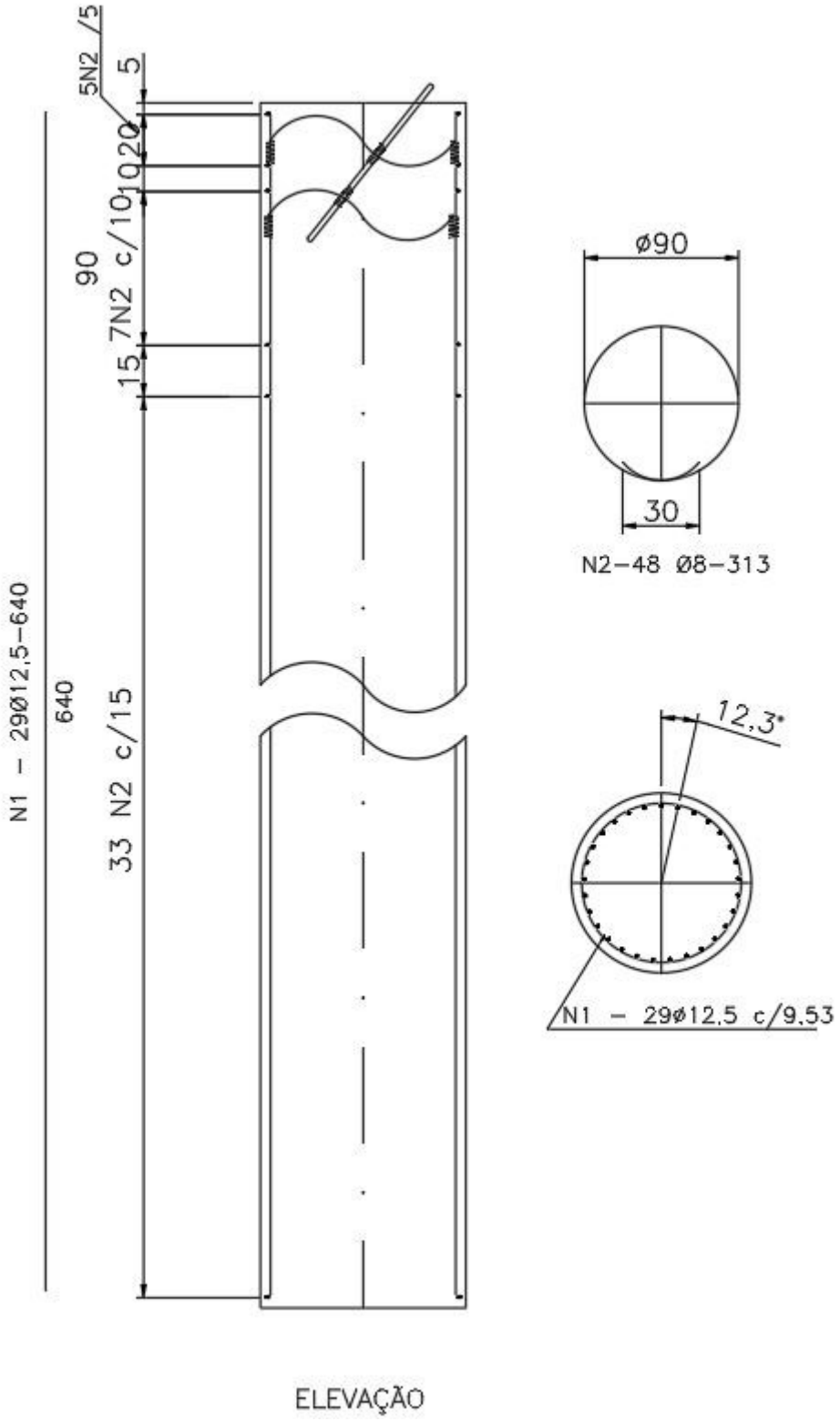
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 60 – Armadura - Tubulão para os estais (a)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Figura 61 – Armadura - Tubulão para os estais (b)



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

5.5 RESULTADOS – COMPARATIVOS

Ao analisar os quantitativos das fundações dimensionadas, percebe-se que a diferença das características geotécnicas influencia desde a escolha do tipo de fundação a se executar, nos dimensionamentos realizados e que resulta em uma grande variação de suas dimensões, como no caso estudado. O Quadro 70 e o Quadro 71 resume os consumos de concreto e armadura nas fundações dimensionadas.

Quadro 70 – Quantitativos: Por fundação do mastro central

Estudo	Mastro Central									
	Sapata					Tubulão com base				
	Concreto (m³)	Aço (kgf)	Formas (m²)	Escavação (m³)	Reaterro (m²)	Concreto (m³)	Aço (kgf)	Formas (m²)	Escavação (m³)	Reaterro (m²)
(a)	1,78	62	4,96	5,35	3,41	2,00	90	0,75	1,85	-
(b)	-	-	-	-	-	14,56	466	0,75	14,41	-

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Quadro 71 – Quantitativos: Por fundação dos estais

Estudo	Estais				
	Tubulão sem base				
	Concreto (m³)	Aço (kgf)	Formas (m²)	Escavação (m³)	Reaterro (m³)
(a)	3,69	160	0,63	3,53	-
(b)	5,11	226	0,63	4,95	-

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

O Quadro 72 apresenta os quantitativos para a fundação completa para as estruturas, comparando a aplicação da sapata e do tubulão para os mastros do estudo (a) e as variações de aplicação dos tubulões no estudo (b).

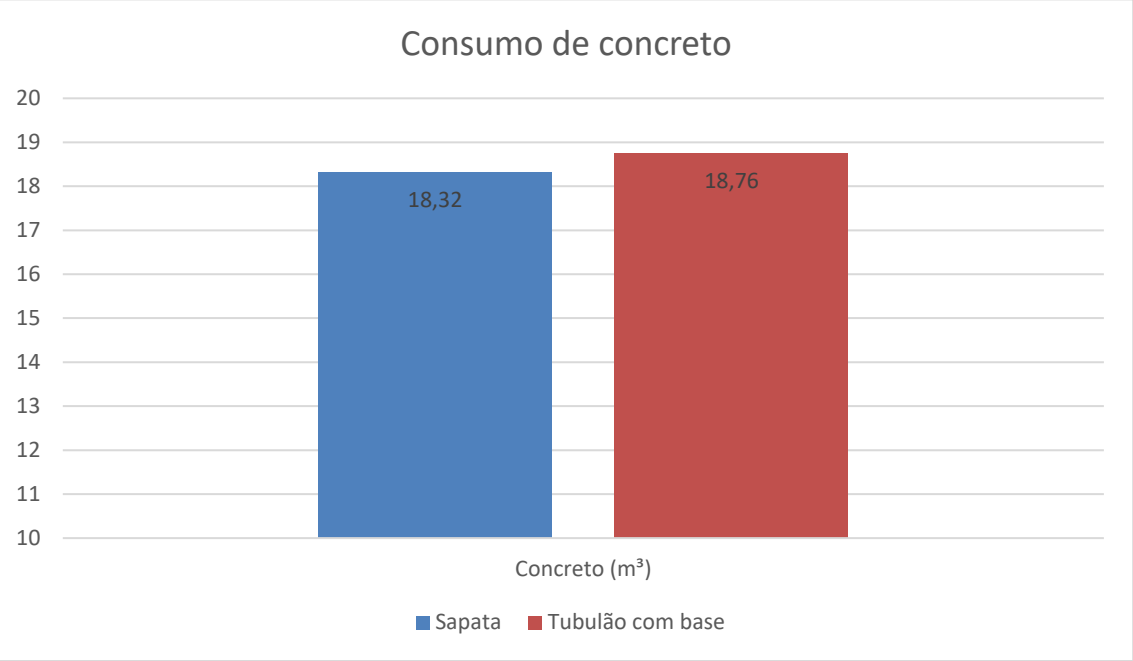
Quadro 72 – Quantitativos: Por estrutura

Estudo	Sapata					Tubulão com base				
	Concreto (m³)	Aço (kgf)	Formas (m²)	Escavação (m³)	Reaterro (m³)	Concreto (m³)	Aço (kgf)	Formas (m²)	Escavação (m³)	Reaterro (m²)
(a)	18,32	763	12,44	24,81	6,81	18,76	820	4,02	17,82	-
(b)	-	-	-	-	-	49,56	1836	4,02	48,62	

Fonte: Elaboração do autor, 2020.

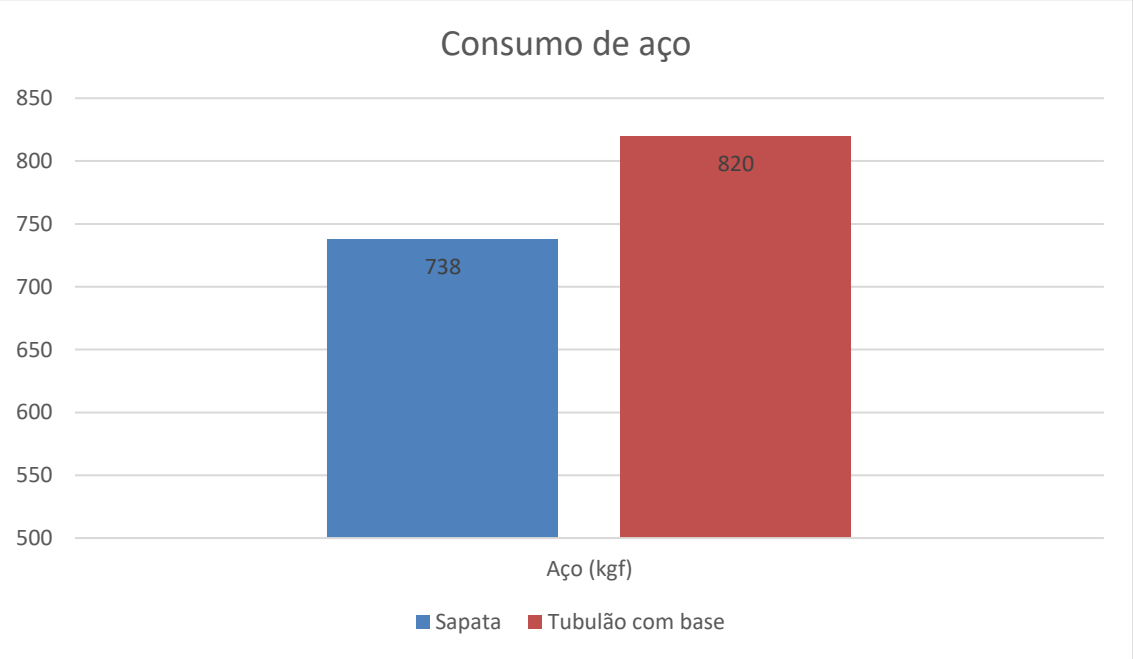
A seguir, as comparações demonstradas no Quadro 72 serão apresentadas de uma outra maneira visual, comparando as informações do estudo (a) para as diferentes soluções de fundação. No Gráfico 1 (consumo de concreto), Gráfico 2 (consumo de aço), Gráfico 3 (consumo de formas) e Gráfico 4 (escavação).

Gráfico 1 – Comparativo fundação em sapata e tubulão com base – Consumo de concreto



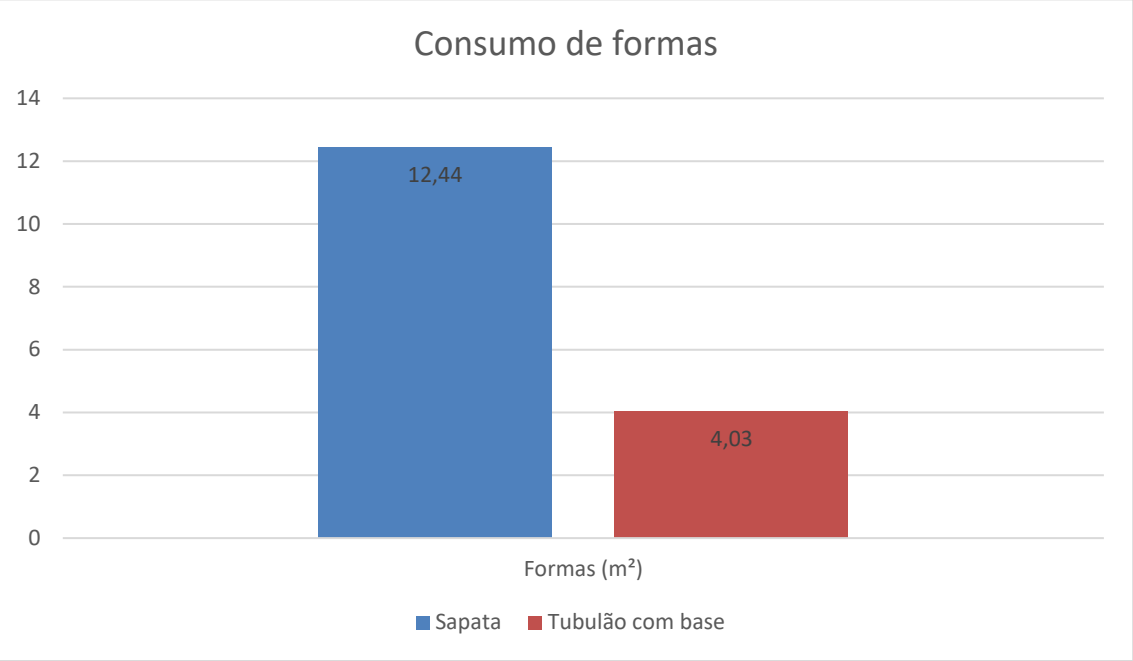
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Gráfico 2 – Comparativo fundação em sapata e tubulão com base – Consumo de aço



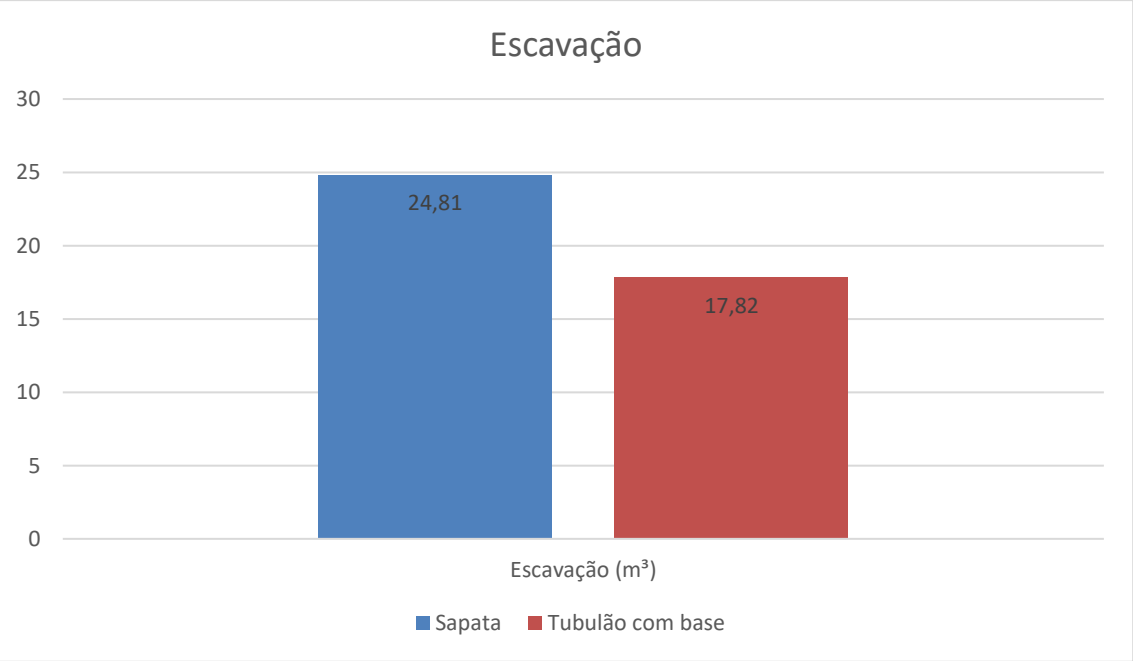
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Gráfico 3 – Comparativo fundação em sapata e tubulão com base – Consumo de formas



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Gráfico 4 – Comparativo fundação em sapata e tubulão com base – Escavação



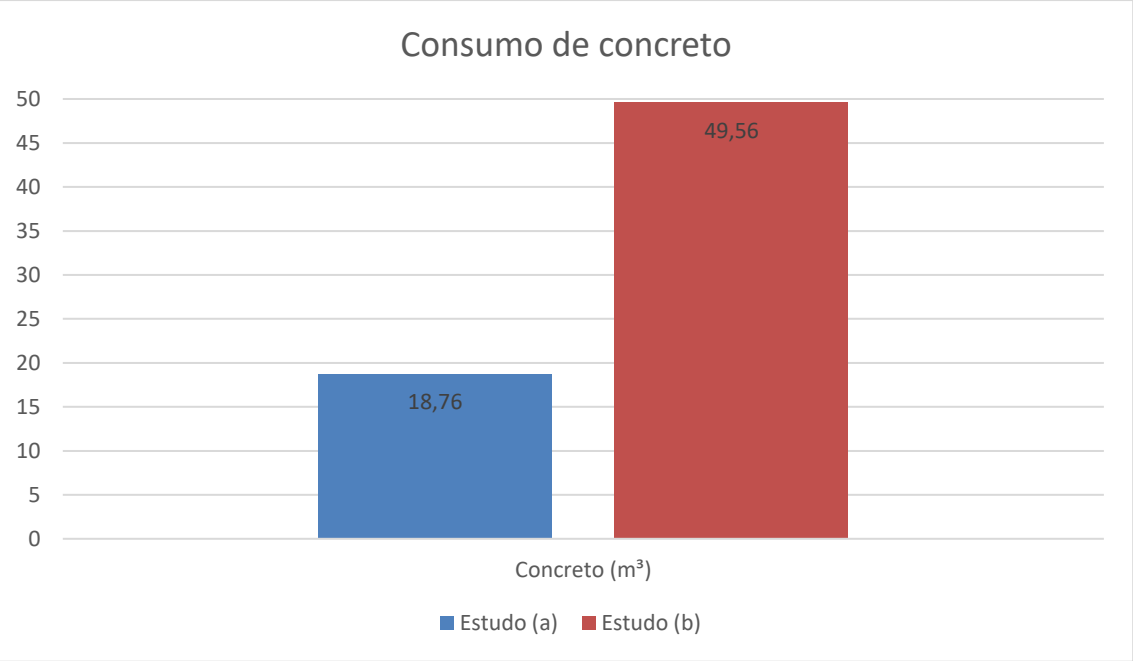
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Apesar de a priori a solução em sapata para o mastro do estudo (a) apresentar um consumo menor de concreto e armadura, deve-se levar em consideração alguns outros fatores para a definição da solução a ser aplicada, tais como a execução, com as diferenças de tempo e praticidades executivas, o

custo e a disponibilidade de equipamentos no local. Ressalta-se que para a execução das fundações em sapata requer maior área de formas e carece da realização de um reaterro sobre a fundação, após a cura do concreto. Por outro lado, a solução em sapata poderá ser feita de maneira pré-moldada, diferentemente das fundações em tubulão, que poderá facilitar a sua execução.

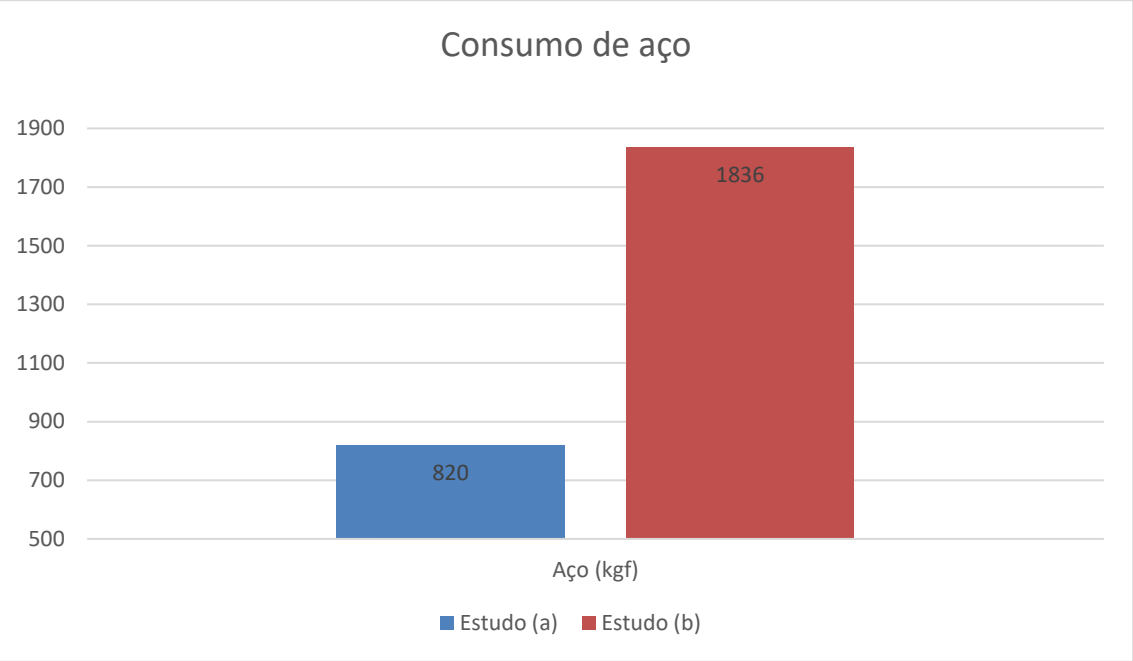
No estudo (b) utilizou-se apenas soluções em tubulão. Na sequência, as informações demonstradas no Quadro 72 serão apresentadas de uma outra maneira visual no Gráfico 5 (consumo de concreto), Gráfico 6Gráfico 2 (consumo de aço), Gráfico 3 Gráfico 7 (consumo de formas) e Gráfico 8 (escavação).

Gráfico 5 – Comparativo fundação estudo (a) e (b) – Consumo de concreto



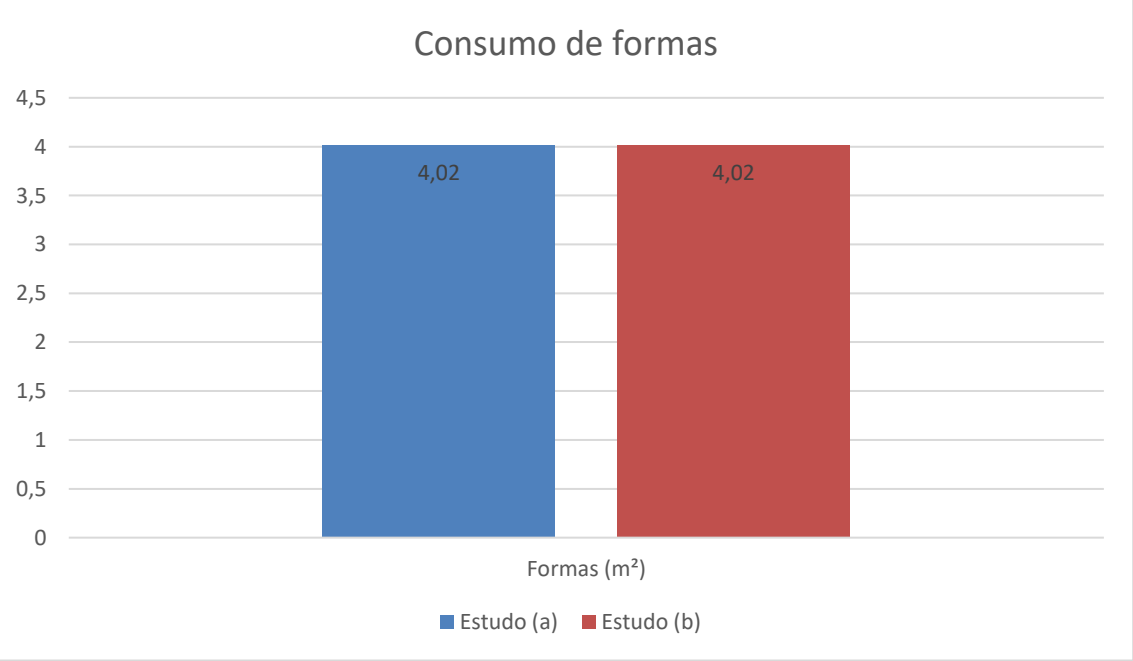
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Gráfico 6 – Comparativo fundação estudo (a) e (b) – Consumo de aço



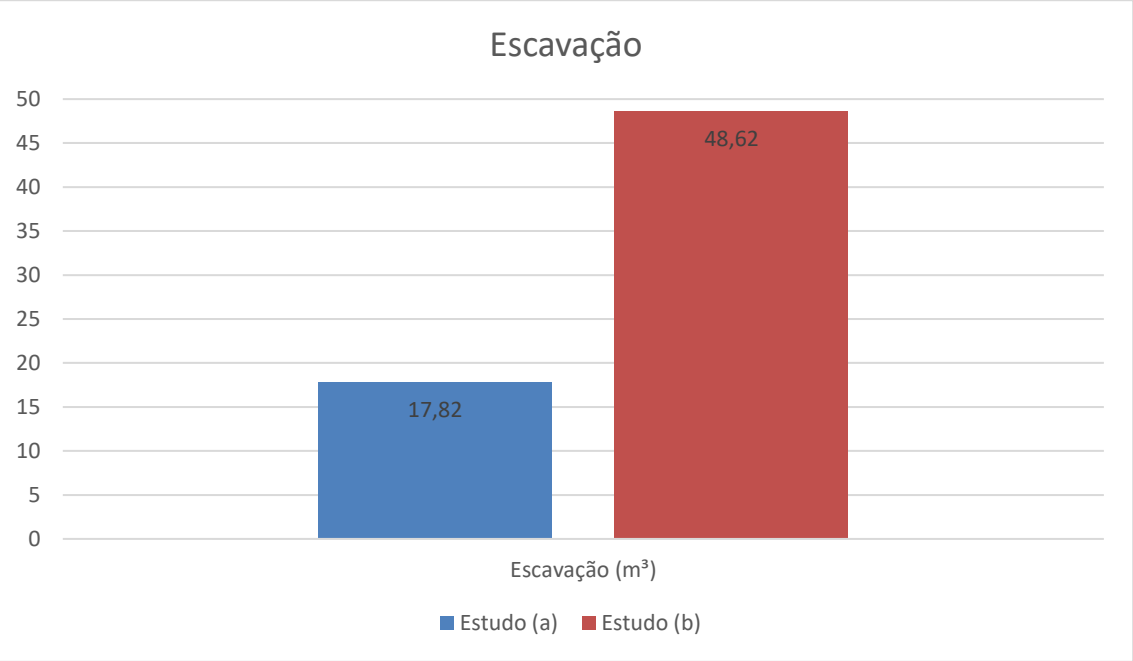
Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Gráfico 7 – Comparativo fundação estudo (a) e (b) – Consumo de formas



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

Gráfico 8 – Comparativo fundação estudo (a) e (b) – Escavação



Fonte: Elaboração do autor, 2020.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÃO

Durante o trabalho, observou-se todas as etapas para a realização de um projeto de fundação para uma estrutura metálica estaiada de uma linha de transmissão. Ao analisar os resultados obtidos, identifica-se que foi possível atribuir uma solução de fundação para os dois casos analisados.

Inicialmente realizou-se um levantamento das características da estrutura aplicada (CLV5) como os carregamentos atuantes na fundação, parâmetros geotécnicos, capacidade de carga do solo e demais dados do local das fundações.

A estrutura do tipo Cross-Rope é composta por dois mastros e quatro estais, onde no total, cada estrutura necessita de 6 fundações independentes.

O estudo (a) pré-definido como o solo de melhor capacidade geotécnica, aplicado na fundação nº 70/2 apresentou em seu boletim de sondagem SPT um solo com características de silte argiloso pouco arenoso até 4,45 m. Após essa profundidade, encontrou-se um solo argiloso até o limite da sondagem em 8,09 m. Com as características geotécnicas e os valores de N_{SPT} encontrados, obteve-se segurança para definir a cota de assentamento da fundação em 1,5 m para as sapatas dos mastros e 3,20 m para o tubulões com base para os mastros. Já para os estais, a profundidade dos tubulões ficaram em 4,5 m.

Para o solo de pior capacidade geotécnica (b) aplicado na estrutura nº 215/2 o boletim de sondagem SPT apresentou valores N_{SPT} que não ofereciam condições de suporte para as fundações nos primeiros 4 metros. A areia fina encontra-se presente até a profundidade de 5,45 m. Uma camada de silte foi detectada até a profundidade de 7,45 m. A medida em que se aumentava a profundidade, a areia apresentava uma maior compactação, presença de silte e um maior valor $N_{SPT.}$ Devido as grandes dimensões necessárias, não foi realizado o dimensionamento das sapatas para o mastro. Desta forma, adotou-se a solução em tubulão com base para os mastros, com cota de assentamento de 8,60 m. Para os estais, os tubulões atingiram a profundidade de 6,30 m.

A mudança do solo encontrado na região de aplicação das estruturas, como pode-se perceber, requer por vezes diferentes tipos de soluções em

fundações, desde impossibilitar a utilização de algumas, quanto grandes variações de suas geometrias e consumos de material.

Para o estudo (a) a fundação do mastro central observou-se um consumo de 49 kg de aço e 1,03 m³ de concreto para a fundação em sapata. O tubulão com base, os valores ficaram em 90 kg e 2,00 m³, que demonstra um aumento de consumo em 84 % (aço) e 94% (concreto).

Comparando a solução para o mastro central do estudo (a) com o estudo (b) observa-se uma variação de 418% no consumo de aço e de 628% de concreto, nas soluções em tubulão com base.

Na aplicação dos estais do estudo (a) com o estudo (b) o aumento de consumo foi de 41% para o aço e de 38% de concreto.

6.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões de trabalhos futuros, temos:

- Comparar diferenças de custos de execução das fundações;
- Analisar outros tipos de solo para as mesmas condições de carregamentos; e,
- Avaliar o impacto de tempo de execução das distintas fundações escolhidas.

REFERÊNCIAS

ABMS/ABEF. **Fundações:** Teoria e prática. 2ª Edição. São Paulo: Pini, 2012.

ABGE. **Geologia de engenharia**. São Paulo, 1998.

ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ABNT. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações.** Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ABNT. **NBR 6484: Solo – Sondagens simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ANEEL. **Leilões de Transmissão – Ano 2015 – Lote 19.** Disponível em: <https://www.aneel.gov.br/transmissao4>. Acesso em: 4 fev. 20.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercício de Fundação**. 2. Ed. São Paulo: Blucher, 2010.

AMARAL, Rodrigo Costa do. **Dimensionamento de Fundações para Torres Metálicas de Linha de Transmissão de Energia Elétrica**. Florianópolis, SC, 2015. 157p. Trabalho de Conclusão de Curso para a obtenção do Grau de Engenheiro Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC.

BESSA, Adevilson Oliveira de. **Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração.** Viçosa, MG, 2005. 153 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, UFV.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto.** São Paulo: Oficina dos Textos, 2015.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros. **Mecânica dos solos e suas aplicações:** fundamentos. Rio de Janeiro: LTC, v. 1, 7ª edição, 256 p., 2016.

CHAVES, Ronaldo Azevedo. **Fundações de Torres de Linhas de Transmissão e de Telecomunicações.** Belo Horizonte, MG, 2004. 192 p. Dissertação de Mestrado (Estruturas). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas:** Projeto Geotécnico. São Paulo: Oficina dos Textos, 2011.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas:** Projeto Geotécnico. São Paulo: Oficina dos Textos, 2010.

DIAS, Regina Davison; SANTOS, Glaci I. Trevisan. **Importância do uso da Pedologia no ensino da Mecânica dos Solos Brasileiros.** In: Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia, 2000, Ouro Preto. Anais do XXVIII Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia. Ouro Preto, 2000.

EMBRAPA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 5ª Edição. Brasília, 2018.

EPE**.** Disponível em: <https://gisepe.epe.gov.br/WebMapEPE/>. Acesso em: 14 fev. 2020.

FURNAS. **Construção de linhas de transmissão:** fundações. Rio de Janeiro, 2005.

GARCIA, Osmar da Cunha. **Influência da Qualidade da Compactação dos Reaterros na Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforço de Tração**. Rio de Janeiro, RJ, 2005. 113p. Dissertação de Mestrado (Ciências em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. Ed. São Paulo: Atlas, 2002.

LUCAS, Thaís Macedo. **Fundação de pórtico de entrada de subestação: casos de estudo.** Rio de Janeiro, RJ, 2017. 105. Trabalho de Conclusão de Curso. Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

MACIEL, Antonio José Silva. **Proposição de metodologia para a estimativa de resistência lateral última de estacas e tubulões curtos em solos argilosos**. Rio de Janeiro, RJ, 2006. 122p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

ONS. **O sistema em números.** Disponível em: <http://www.ons.org.br/paginas/sobre-o-sin/o-sistema-em-numeros>. Acesso em: 16 ago. 2019.

PESSOA, Francisco Hélio Caitano**. Análise dos Solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário.** Brasília, DF, 2004. 171p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, UnB.

PFEIL, Walter. **Concreto Armado 2 – Dimensionamento: compressão, flexão, cisalhamento.** Rio de Janeiro: LTC, 4ª Edição, 1983.

PINTO, Carlos Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas.** São Paulo: Oficina de Textos, 3ª Edição, 2006.

REBELLO, Yopanan C. P. **Guia Prático de Projeto, Execução e Dimensionamento** 3. Ed. São Paulo, 2008.

SILVA, Edson Luiz da. **Formação de Preços em mercados de Energia Elétrica.** 2. Ed. Florianópolis: Edição do Autor. 2012.

SONDGEO. Disponível em: < https://sondgeo.com/exemplo/>. Acesso em: 19 set. 2019.

TORCISÃO**.** Disponível em: < https://torcisao.ind.br/produto/estacas-metalicas-helicoidais/2019>. Acesso em 29 out. 2019.

QUENTAL, Jamily Cruz. **Comportamento Geomecânico dos Solos de Fundações das Torres de Linha de Transmissão Recife II/Bongi.** Recife, 2008. 115p. Trabalho de requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações:** Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, volume completo, 2010.

VELOZO, Liliane Tojeira. **Metodização do Estudo das Fundações para Suporte de Linhas de Transmissão**. Rio de Janeiro, 2010. 143p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.