

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

PATRÍCIA DE JESUS AMORIM

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES DE SAPATAS
E TUBULÕES PARA TORRES AUTOPORTANTES DE LINHA DE
TRANSMISSÃO**

FLORIANÓPOLIS, 2025.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

PATRÍCIA DE JESUS AMORIM

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES DE SAPATAS
E TUBULÕES PARA TORRES AUTOPORTANTES DE LINHA DE
TRANSMISSÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido
ao Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de Santa Catarina como parte
dos requisitos para obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador:
Prof. Fábio Krueger, Doutor

FLORIANÓPOLIS, 2025.

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca do IFSC.

Amorim, Patrícia

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES DE SAPATAS E
TUBULÕES PARA TORRES AUTOPORTANTES DE LINHA DE TRANSMISSÃO
/ Patrícia Amorim ; orientador, Fábio Krueger, 2025.

84 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Instituto
Federal de Santa Catarina, Campus Florianópolis, Graduação
em Engenharia civil, Florianópolis, 2025.

Inclui referências.

1. Engenharia civil. 2. Dimensionamento Geotécnico. 3.
Fundações. 4. Linhas de Transmissão. 5. Sapatas e Tubulões.
I. Krueger, Fábio . II. Instituto Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia civil. III. Título.

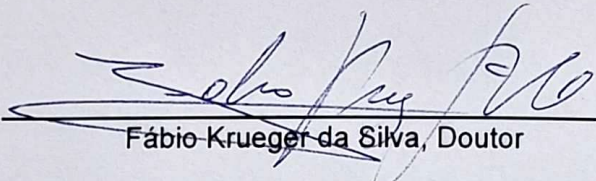
**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES DE SAPATAS E
TUBULÕES PARA TORRES AUTOPORTANTES DE LINHA DE TRANSMISSÃO**

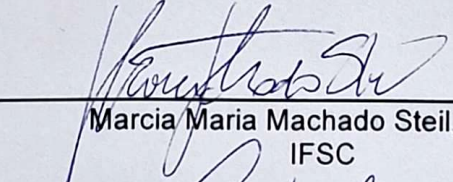
PATRÍCIA DE JESUS AMORIM

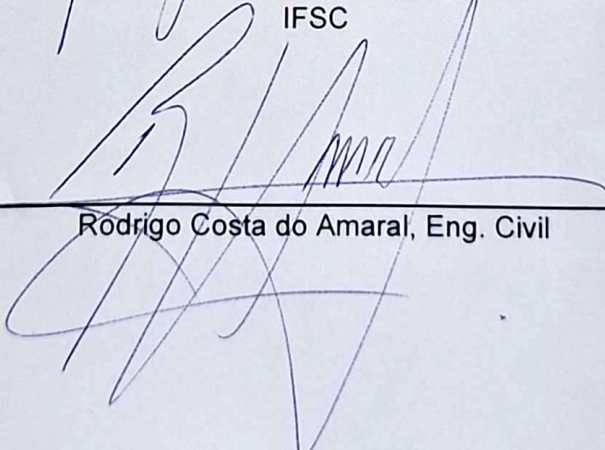
Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 30 de julho, 2025.

Banca Examinadora:


Fábio Krueger da Silva, Doutor


Marcia Maria Machado Steil, Mestre
IFSC


Rodrigo Costa do Amaral, Eng. Civil

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, ao meu irmão Ronaldo, que mesmo à distância sempre esteve presente em minha vida com apoio incondicional e palavras de encorajamento.

Registro um agradecimento especial ao Diego, Juliana e Adelino, que, com carinho e persistência, me convenceram a iniciar esta jornada acadêmica. Sem o incentivo de vocês, talvez eu nunca tivesse dado o primeiro passo.

Aos amigos Bruna, Tullio, Rodrigo, Inaê e Sandra, minha gratidão por me acompanharem com paciência, motivação e afeto, mesmo diante da minha constante ausência durante os anos de faculdade. À Karla, minha amiga e inspiração na engenharia, agradeço por ter acreditado em mim, incentivado meus sonhos e torcido pela minha vitória. Muito obrigada.

Sou grata ao meu orientador, Professor Fábio Krueger, por sua paciência, disponibilidade e por compartilhar seus conhecimentos de forma generosa ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus colegas de trabalho, deixo meu sincero agradecimento, em especial ao engenheiro Felipe Ramos de Oliveira, cujos conhecimentos técnicos e apoio foram fundamentais para a construção deste projeto.

Agradeço também aos colegas de classe Mayra Mattos e André Sato, que estiveram comigo no início desta caminhada e foram essenciais naquele período. E a Giulia, Alexandre, Vagner e Juliani, que se tornaram grandes amigos e caminharam comigo nos momentos mais difíceis e nos mais felizes, sem jamais permitir que eu desistisse.

Por fim, deixo meu agradecimento a todos que, de alguma forma, contribuíram para essa conquista. Cada gesto de apoio e cada palavra de incentivo tiveram papel importante para que eu chegasse até aqui.

RESUMO

O dimensionamento geotécnico de fundações em sapatas e tubulões para torres autoportantes em linhas de transmissão envolve desafios técnicos devido às particularidades do solo e aos esforços mecânicos característicos dessas estruturas. Este trabalho apresenta a metodologia aplicada ao dimensionamento geotécnico de fundações do tipo sapata e tubulão, considerando a análise de cargas de compressão, arrancamento e tombamento. Baseado em um estudo de caso real de uma linha de transmissão de 138 kV, no qual foram utilizados dados de ensaios de campo para caracterização do solo e definição dos parâmetros geotécnicos necessários ao projeto para o dimensionamento. A proposta adota um modelo sistemático para prever a capacidade de carga e a estabilidade das fundações, empregando as normas técnicas aplicáveis e destacando a importância da adaptação a diferentes condições de solo. Com base nas análises, verificou-se que a escolha do tipo de fundação está diretamente relacionada à classe do solo em cada ponto de implantação da torre. Em solos de melhor competência, o esforço de arrancamento tornou-se o fator mais relevante no dimensionamento; já em solos menos resistentes, as verificações à compressão se mostraram predominantes. Os resultados evidenciaram que as fundações foram dimensionadas com margem de segurança adequada. Conclui-se que a metodologia adotada se mostrou eficaz, e que a investigação geotécnica associada ao conhecimento estrutural e normativo foi essencial para a elaboração do projeto.

Palavras-chave: Dimensionamento Geotécnico, Fundações, Sapatas, Tubulões, Linhas de Transmissão.

ABSTRACT

The geotechnical design of spread footings and caisson foundations for self-supporting towers in power transmission lines involves technical challenges due to the particularities of the soil and the mechanical loads characteristic of these structures. This work presents the methodology applied to the geotechnical design of spread footings and caissons, considering the analysis of compression, uplift, and overturning loads. The study is based on a real case of a 138 kV transmission line, in which field test data were used to characterize the soil and define the geotechnical parameters required for the project. The proposed approach adopts a systematic model to estimate the load-bearing capacity and stability of the foundations, applying the relevant technical standards and emphasizing the importance of adapting to different soil conditions. Based on the analyses, it was found that the choice of foundation type is directly related to the soil classification at each tower installation point. In soils with higher strength, uplift loads were the most critical factor in the design, whereas in weaker soils, compression checks were predominant. The results demonstrated that the foundations were designed with an adequate safety margin. It is concluded that the adopted methodology was effective and that the geotechnical investigation, combined with structural and normative knowledge, was essential for the development of the project.

Keywords: Geotechnical Design, Foundations, Spread Footings, Caissons, Transmission Lines.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Torres Autoportante (a) e Estaiada (b).....	16
Figura 2 – Ligação do stub com fundação.	17
Figura 3 – Vão de peso de uma torre de linhas de transmissão.	18
Figura 4 – Árvores de carregamento – Hipóteses Básicas.....	20
Figura 5 – Silhueta de torre autoportante.....	22
Figura 6 – Esforços no eixo global	23
Figura 7 – Cargas inclinadas nas fundações.	2
Figura 8 – Fundação em sapata.....	25
Figura 9 – Fundação em tubulão com base.	27
Figura 10 – Mecanismos de ruptura dos solos.....	32
Figura 11 – Mecanismos de ruptura de uma estaca.	35
Figura 12 – Distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores para solo argiloso e arenoso.....	35
Figura 13 – Superfície de ruptura equivalente para tubulão sem base.	39
Figura 14 – Superfície de Ruptura - Solos de 1ª Categoria.....	40
Figura 15 – Superfície de Ruptura - Solos de 2ª Categoria.....	42
Figura 16 – Silhueta da Torre de Suspensão Leve.	48
Figura 17 – Exemplo de composição estrutural das torres	49
Figura 18 – Variação de afloramento do fuste	51
Figura 19 – Exemplo de relatório de sondagem solo tipo I.....	58
Figura 20 – Exemplo de relatório de sondagem solo tipo II.....	59
Figura 21– Exemplo de relatório de sondagem solo tipo III.	60
Figura 22 – Esquemático das dimensões das sapatas.	62
Figura 23 – Esquemático das dimensões dos tubulões.	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estado de compacidade e consistência (NBR 6484:2020).....	29
Tabela 2 – Limites para os parâmetros geotécnicos para solo.	31
Tabela 3 – Limites para os parâmetros geotécnicos para rochas.	31
Tabela 4 – Fatores de segurança globais (NBR 6122:2022).	45
Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos.....	57
Tabela 6 – Resumo de cargas no eixo local.....	61
Tabela 7 – Geometria das sapatas.	61
Tabela 8 – Pesos próprios da fundação.....	63
Tabela 9 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnico para sapata.....	63
Tabela 10 – Parâmetros adotados pelo método de Terzaghi.....	64
Tabela 11 – Fatores de carga e forma pelo método de Terzaghi.....	64
Tabela 12 – Tensão admissível e ruptura para sapatas pelo método de Terzaghi. ..	64
Tabela 13 – Verificação à compressão do solo e compressão de borda no solo.....	65
Tabela 14 – Verificação ao tombamento.....	65
Tabela 15 – Verificação ao deslizamento	65
Tabela 16 – Dados de entrada para verificação do arrancamento das sapatas.....	66
Tabela 17 – Verificação ao arrancamento	66
Tabela 18 – Resumo de cargas no eixo global.	67
Tabela 19 – Geometria dos tubulões.	67
Tabela 20 – Pesos próprios da fundação.....	68
Tabela 21 – Parâmetros utilizados pelo método de Terzaghi.....	69
Tabela 22 – Fatores de carga e forma pelo método de Terzaghi.....	69
Tabela 23 – Tensão admissível para tubulões pelo método de Terzaghi.	69
Tabela 24 – Verificação à compressão do solo.....	70
Tabela 25 – Verificação ao tombamento.....	70
Tabela 26 – Dados de entrada para verificação do arrancamento dos tubulões.....	70
Tabela 27 – Verificação ao arrancamento.....	71
Tabela 28 – Resumo das verificações geotécnicas da Sapata para Solo I.....	72
Tabela 29 – Resumo das verificações geotécnicas da Sapata para Solo II.	72
Tabela 30 – Resumo das verificações geotécnicas da Sapata para Solo III.	72
Tabela 31 – Quantitativo de materiais para Sapata Solo I	73
Tabela 32 – Quantitativo de materiais para Tubulão Solo II e III.....	73

LISTA DE SIMBOLOS

$A \times A$	dimensões da base
A	largura da base da fundação
$a \times a$	dimensões do fuste
B	metade da largura da base da sapata
b	metade da largura do fuste
C	carga de compressão máxima
c	coesão
D	profundidade de assentamento
D	diâmetro do fuste
D_b	diâmetro da base
e	altura de aplicação da carga horizontal
e_x	excentricidade na direção x
e_y	excentricidade na direção y
F_s	Fator de segurança
G	afloramento do fuste
H	Altura de aplicação da carga horizontal em relação ao topo do fuste
L	profundidade da fundação
L_a	altura do tronco piramidal
L_b	altura da base
L_f	comprimento enterrado do fuste
k	coeficiente adquirido em função de $\frac{e_x}{A}$ e $\frac{e_y}{A}$
K_p	coeficiente de empuxo passivo
$M_c, (M_\phi + M_\gamma), M_q$	coeficientes de capacidade de carga à tração
N_c, N_γ, N_q	fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito
p	perímetro
P_s	peso próprio da fundação
P_{fM}	peso da fundação com fuste máximo (G=180 cm)
P_{fm}	peso da fundação com fuste mínimo (G=30 cm)
P_b	perímetro da base

P_f	perímetro do fuste
q_0	sobrecarga uniforme
q_u	tensão de ruptura do solo
R	raio da base
S_b	área da base
S_c, S_γ e S_q	fatores de forma
S_f	área da seção do fuste
T	carga de tração máxima
γ	peso específico do solo
γ'	peso específico efetivo do solo
φ	ângulo de atrito interno do solo
σ_{adm}	tensão máxima admissível de compressão do solo
σ_{calc}	tensão máxima na borda da sapata
λ	ângulo de ruptura de cálculo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Justificativa do trabalho	15
1.2	Objetivo Geral	15
1.3	Objetivos Específicos	16
1.4	Estrutura do Trabalho	16
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1	Torres metálicas de Linhas de Transmissão	17
2.1.1	Torres utilizadas em linhas de transmissão	17
2.2	Ligação entre a torre e a fundação (STUB)	19
2.3	Determinação das cargas atuantes nas fundações	20
2.3.1	Hipóteses de carregamento	21
2.3.2	Cargas transmitidas as fundações	24
2.4	Tipos de fundações encontradas em linhas de transmissão	26
2.4.1	Sapatas	27
2.4.2	Tubulões	28
2.5	Características mecânicas dos solos	29
2.5.1	Resistencia ao Cisalhamento.....	29
2.5.2	Ângulo de atrito	30
2.5.3	Coesão.....	30
2.6	Investigação geotécnica	30
2.6.1	Sondagem a percussão (SPT).....	30
2.7	Tipificação dos solos	32
2.8	Resistência do solo quanto às solicitações nas fundações	33
2.8.1	Resistencia a compressão	34
2.8.2	Resistência do solo a esforços laterais (tombamento).....	36
2.8.3	Resistência a Esforços de Arrancamento	39
2.9	Métodos de verificação da segurança das fundações	46
2.9.1	Recalque nas fundações.....	47
3	MÉTODO DO ESTUDO	49
3.1	Estudo de caso de uma Linha de transmissão de 138kV	49
3.2	Estrutura metálica utilizada para o estudo	50

3.3	Caracterização do solo	52
3.4	Definição dos Carregamentos	52
3.5	Considerações gerais para o cálculo das fundações	54
3.6	Método de cálculo para dimensionamento geotécnico de sapatas	55
3.6.1	Verificação à compressão	55
3.6.2	Verificação ao tombamento.....	56
3.6.3	Verificação ao arrancamento	57
3.7	Método de cálculo para dimensionamento geotécnico dos tubulões	58
3.7.1	Verificação a compressão	58
3.7.2	Verificação ao tombamento.....	58
3.7.3	Verificação ao arrancamento	59
4	RESULTADOS	61
4.1	Classificação do Solo	61
4.2	Dimensionamento Geotécnico das Sapatas	65
4.2.1	Cálculo da tensão admissível.....	68
4.2.2	Verificação a compressão	69
4.2.3	Verificação ao tombamento.....	69
4.2.4	Verificação ao deslizamento	69
4.2.5	Verificação ao arrancamento	70
4.3	Dimensionamento Geotécnico dos tubulões	70
4.3.1	Cálculo da tensão admissível.....	73
4.3.2	Verificação a compressão	74
4.3.3	Verificação ao tombamento.....	74
4.3.4	Verificação ao arrancamento	75
4.4	Resumo das Verificações Geotécnicas	75
4.5	Quantitativo dos materiais	76
5	CONCLUSÕES	78
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	80
REFERÊNCIAS		81
APÊNDICE A – PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES EM SAPATA E TUBULÕES DE LINHA DE TRANSMISSÃO		83

1 INTRODUÇÃO

O sistema de transmissão de energia elétrica no Brasil é um dos mais extensos e complexos do mundo devido sua enorme extensão territorial e diversidade de relevos e solos, sozinho o Brasil abrange mais de 183 mil quilômetros de linhas que conectam diversas regiões e fontes de geração (ONS, 2022). A malha elétrica desempenha um papel crucial na garantia do fornecimento de energia, especialmente com a crescente demanda nacional e a integração de novas fontes renováveis, como a energia eólica e solar. O Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS, 2024) destaca que a capacidade instalada de geração no país ultrapassa 181 GW, o que requer uma rede de transmissão eficiente e robusta para garantir a distribuição adequada da energia a todo o território.

Nos últimos anos, a expansão dessa rede tem sido intensificada através de leilões promovidos pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). Em 2023, foram leiloados mais de 6 mil quilômetros de novas linhas, com investimentos estimados em R\$ 15,7 bilhões, consolidando o esforço do governo para aprimorar o sistema de transmissão e aumentar a interligação entre diferentes fontes de energia e centros consumidores (ANEEL, 2023).

Essas linhas de transmissão são compostas por torres metálicas treliçadas, cabos, para-raios e isoladores que se estendem por longas distâncias (VELLOSO, 2010). Ao longo desses percursos, as torres estão implantadas em solos com origem e características geotécnicas variadas.

Com a crescente distância das centrais de geração de energia em relação aos centros de consumo, a quantidade de torres necessárias para a infraestrutura aumenta. E desta forma é preciso um planejamento para a criação de projetos de fundações, pois a emissão de projetos individuais para cada fundação de torre torna-se inviável. Neste processo, destaca-se fazer combinações de projetos de fundação para torres do mesmo tipo, bem como em terrenos com capacidade de cargas similares.

As fundações das torres de linhas de transmissão, costumam ser formadas por sapatas e tubulões, essas fundações são amplamente conhecidas na engenharia civil, mas para linhas de transmissão, requerem uma atenção especial às suas características específicas.

Portanto, este trabalho apresenta os principais métodos de dimensionamento de fundações de modo a resistir aos esforços mecânicos atuantes, tais como compressão, arrancamento e tombamento na estrutura, considerando a diversidade das condições geotécnicas dos solos.

1.1 Justificativa do trabalho

A diversidade geotécnica dos solos em diferentes regiões do Brasil exige a aplicação de metodologias de dimensionamento que aliem eficiência técnica e viabilidade econômica. Este trabalho propõe investigar as melhores práticas para o dimensionamento de fundações de torres metálicas para linhas de transmissão, considerando os esforços mecânicos aplicados e as condições geotécnicas locais. O objetivo é assegurar soluções seguras e adaptáveis, mesmo em cenários com características desafiadoras.

Fundações bem projetadas são necessárias para garantir a segurança e o desempenho das torres de transmissão, que estão submetidas às ações combinadas do vento, peso e tração dos cabos, além de carregamentos estruturais significativos.

O dimensionamento das fundações impacta diretamente a infraestrutura energética, uma vez que sua segurança é essencial para garantir a operação contínua das linhas de transmissão de energia. Este trabalho apresenta o dimensionamento para fundações em regiões com solos semelhantes, reforçando a importância de resistir aos esforços de compressão, arrancamento e tombamento. Assim, busca-se criar um planejamento mais eficiente, contribuindo para a melhoria de projetos de linhas de transmissão no país.

1.2 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é projetar e dimensionar fundações em sapatas e tubulões para torres autoportantes de linhas de transmissão de energia, considerando os esforços envolvidos, visando sua estabilidade estrutural.

1.3 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- a) Descrever os métodos de análise para dimensionamento de fundações de torres autoportantes de transmissão de energia elétrica;
- b) Descrever os métodos de estimativas de capacidade de carga das fundações típicas quando submetidas aos esforços de compressão, arrancamento e tombamento;
- c) Apresentar o dimensionamento geotécnico das fundações.

1.4 Estrutura do Trabalho

O trabalho inicia pelo Capítulo 1 que introduz e justifica o tema do estudo, além de definir objetivos gerais e específicos. A seção final deste capítulo oferece uma visão geral da organização do trabalho, detalhando o conteúdo e a abordagem.

No Capítulo 2 é fornecida a base teórica para o estudo, realizando uma revisão bibliográfica de livros, teses, trabalhos de conclusão de curso e artigos relacionados ao tema.

O Capítulo 3 detalha a metodologia do trabalho, descrevendo os métodos de previsões de reações que o solo impõe sobre as estruturas de fundações típicas (tubulões e sapatas) utilizadas em torres autoportantes de linhas de transmissão de energia elétrica.

O Capítulo 4 apresenta a análise e interpretação dos resultados obtidos.

O Capítulo 5 encerra o trabalho com as considerações finais, abordando as conclusões tiradas a partir dos resultados obtidos e recomendações para futuras pesquisas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo, serão apresentados os fundamentos teóricos essenciais para a compreensão do tema abordado neste estudo. Os tópicos serão estruturados em uma sequência lógica, com cada metodologia exposta de maneira clara e detalhada, visando facilitar o entendimento dos resultados a serem apresentados.

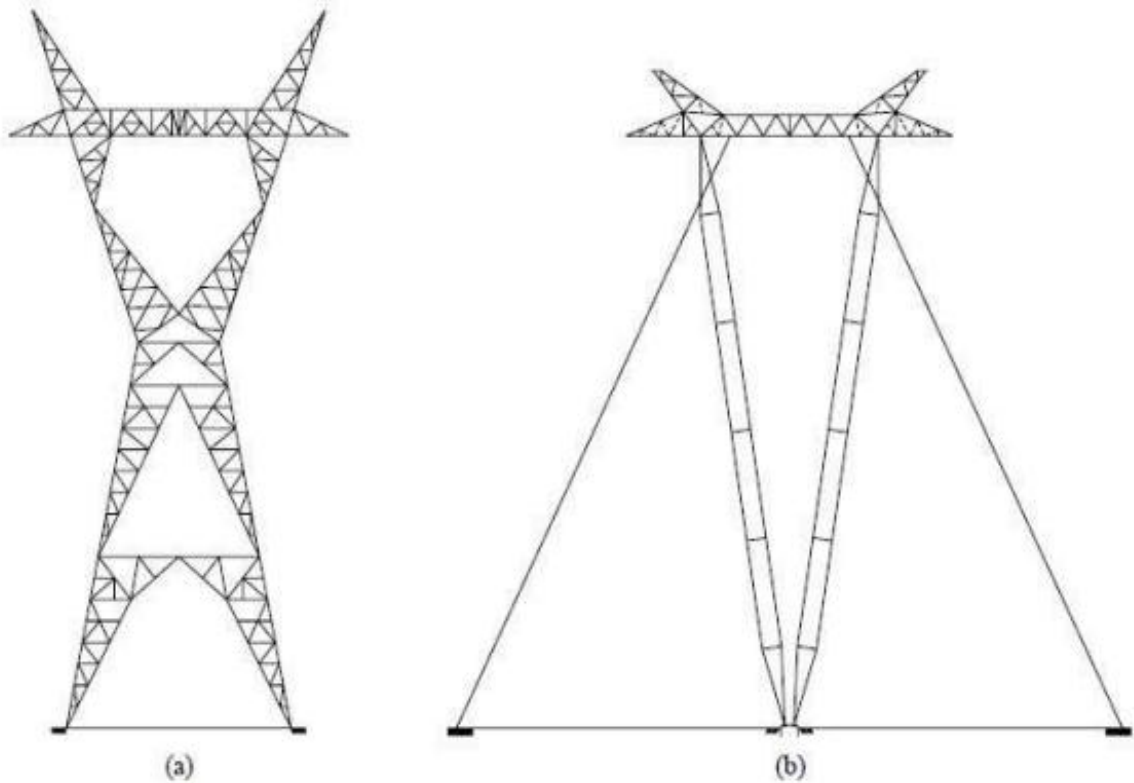
2.1 Torres metálicas de Linhas de Transmissão

Segundo Velozo (2010), as torres utilizadas em linhas de transmissão têm como função principal suportar os cabos condutores e os para-raios, garantindo parâmetros mínimos de segurança e funcionamento adequado. No cenário brasileiro, destacam-se as torres metálicas em treliça, que são amplamente empregadas em virtude de sua leveza, modularidade e capacidade de alcançar grandes alturas. Tais atributos favorecem sua aplicação em terrenos com acesso limitado ou geometria complexa, permitindo melhor adaptação às condições topográficas.

2.1.1 Torres utilizadas em linhas de transmissão

As torres metálicas podem ser classificadas com base em seu comportamento estrutural e na forma como reagem às cargas atuantes. De acordo com Aguilera (2007), há duas principais categorias: as autoportantes, que se mantêm estáveis sem apoio externo, e as estaiadas, que utilizam cabos tensionados — conhecidos como estais — para resistir a esforços horizontais, como aqueles provocados pelo vento (CHAVES, 2004). A Figura 1 ilustra esses dois modelos estruturais comumente adotados em linhas de transmissão.

Figura 1. Torres Autoportante (a) e estaiada (b).



Fonte: Adaptado Garcia (2005).

Conforme descrito por Aguilera (2007), as torres podem desempenhar diferentes papéis ao longo da linha de transmissão, sendo classificadas como estruturas de suspensão, ancoragem, mudança de direção, ou mesmo destinadas ao término do trecho, além de variantes utilizadas para derivar ou transpor fases.

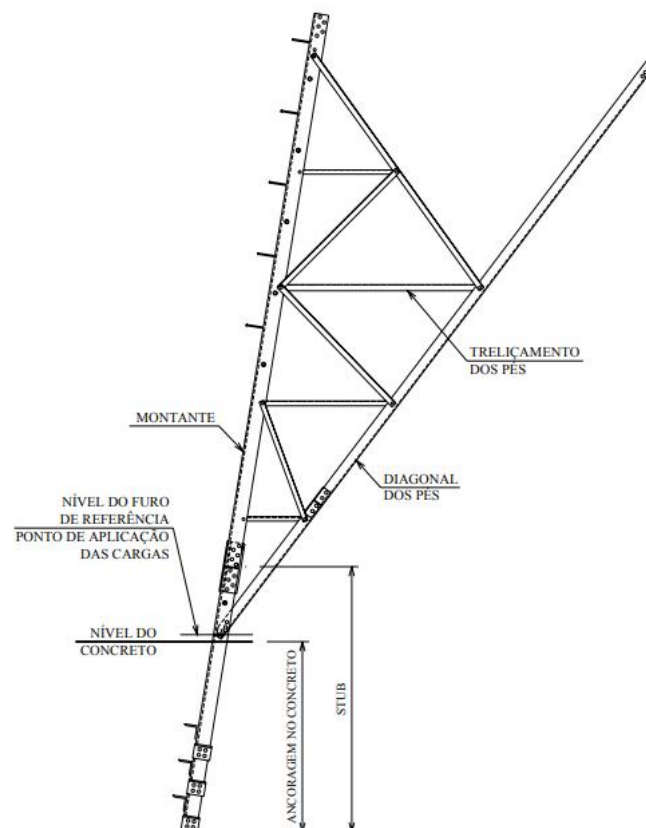
Sendo assim, é importante analisar o espaço disponível e da topografia do local para determinar o tipo de sistema estrutural a ser utilizado no projeto das estruturas e na implantação da linha de transmissão. Em terrenos mais acidentados e em pontos de mudança de direção da linha, as torres autoportantes são preferidas devido à sua configuração compacta. Em contrapartida, em áreas de relevo mais suave, pode-se optar por estruturas estaiadas, as quais demandam de um espaço adequado para que os estais sejam ancorados (GONTIJO, 1994). No presente estudo, o foco será direcionado às torres autoportantes, em razão de que a LT de estudo é formada unicamente por estruturas desse tipo.

2.2 Ligação entre a torre e a fundação (STUB)

De modo diferente das fundações convencionais adotadas na construção civil, as empregadas em torres autoportantes de linhas de transmissão dispensam o uso de armaduras de arranque. A ligação entre a fundação e a torre é realizada mediante o uso de cantoneiras metálicas dotadas de aletas, que favorecem a ancoragem no concreto. Esse elemento, denominado *stub*, normalmente possui geometria retilínea com ângulo de inclinação compatível com os montantes da torre, como apresentado na Figura 2.

O dimensionamento do projeto do stub é normalmente atribuído à mesma equipe que projeta a torre, que é responsável por fornecer informações detalhadas, sendo ela a encarregada por definir suas dimensões, inclinação, locação e o posicionamento exato dos componentes de fixação em relação ao topo da fundação com concreto finalizado. (AMARAL, 2015).

Figura 2 – Ligação do stub com fundação



Fonte: Garcia (2005)

2.3 Determinação das cargas atuantes nas fundações

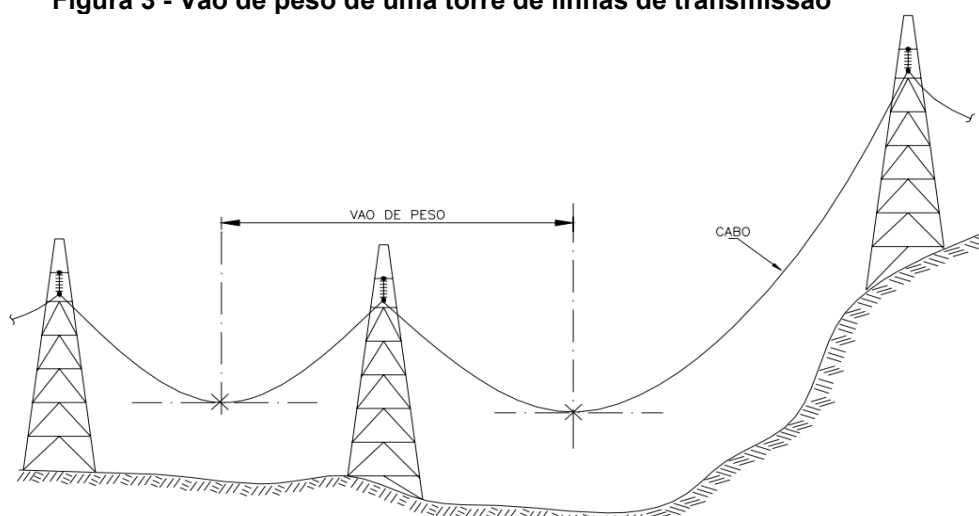
Para determinar as cargas nas fundações, Furnas (2003) aponta que documentos devem ser disponibilizados e consultados, como a memória de cálculo da torre, o desenho do stub com tabela de locação e o desenho da silhueta da torre com as dimensões dos módulos. No documento da memória de cálculo encontram-se as reações das fundações sob diversas hipóteses de carregamento e composição, enquanto os desenhos do stub e da silhueta fornecem dados essenciais para o dimensionamento das fundações, incluindo composição e dimensões do stub, ângulos das faces e detalhes dos módulos da torre.

Furnas (2004), descreve que as torres de transmissão estão sujeitas a cargas verticais que incluem o peso próprio da estrutura, da cadeia de isoladores e ferragens, bem como o peso dos cabos condutores e para-raios.

Nas torres de linhas de transmissão o peso dos cabos de circuitos que atuam sobre uma torre é determinado pelo carregamento do vão de peso ou vão gravante (figura 3), que corresponde à distância horizontal entre os pontos de tangente horizontal nas catenárias dos vãos adjacentes.

As cargas transversais à Linha de Transmissão são decorrentes da ação do vento sobre a torre e seus componentes (cabos condutores, para-raios e isoladores) ou de torres responsáveis por mudar o ângulo de trajeto da linha. As cargas longitudinais por sua vez, são oriundas da incidência de vento sobre a torre no sentido da LT, tração nos cabos de circuitos e para-raios.

Figura 3 - Vão de peso de uma torre de linhas de transmissão



Fonte: Chaves (2004)

A avaliação numérica da ação do vento sobre as linhas de transmissão é regulamentada pela norma brasileira NBR 5422:2024 e pelo IEC 60826. Nestas normas estão descritos todos os procedimentos para a avaliação da ação de vento nos cabos condutores, nos cabos para-raios, nas cadeias de isoladores e suas ferragens e na torre. Para cada um desses itens ela fornece fórmulas a fim de alcançar o valor das cargas provocadas pela ação direta do vento, que é suposto agindo na horizontal.

Conforme Amaral (2015), além das ações permanentes e do vento, devem-se considerar as cargas de natureza variável ou acidental, tais como aquelas decorrentes de operações de manutenção, substituição de cabos, montagem estrutural e eventuais ocorrências como o rompimento de cabos e efeito cascata na LT.

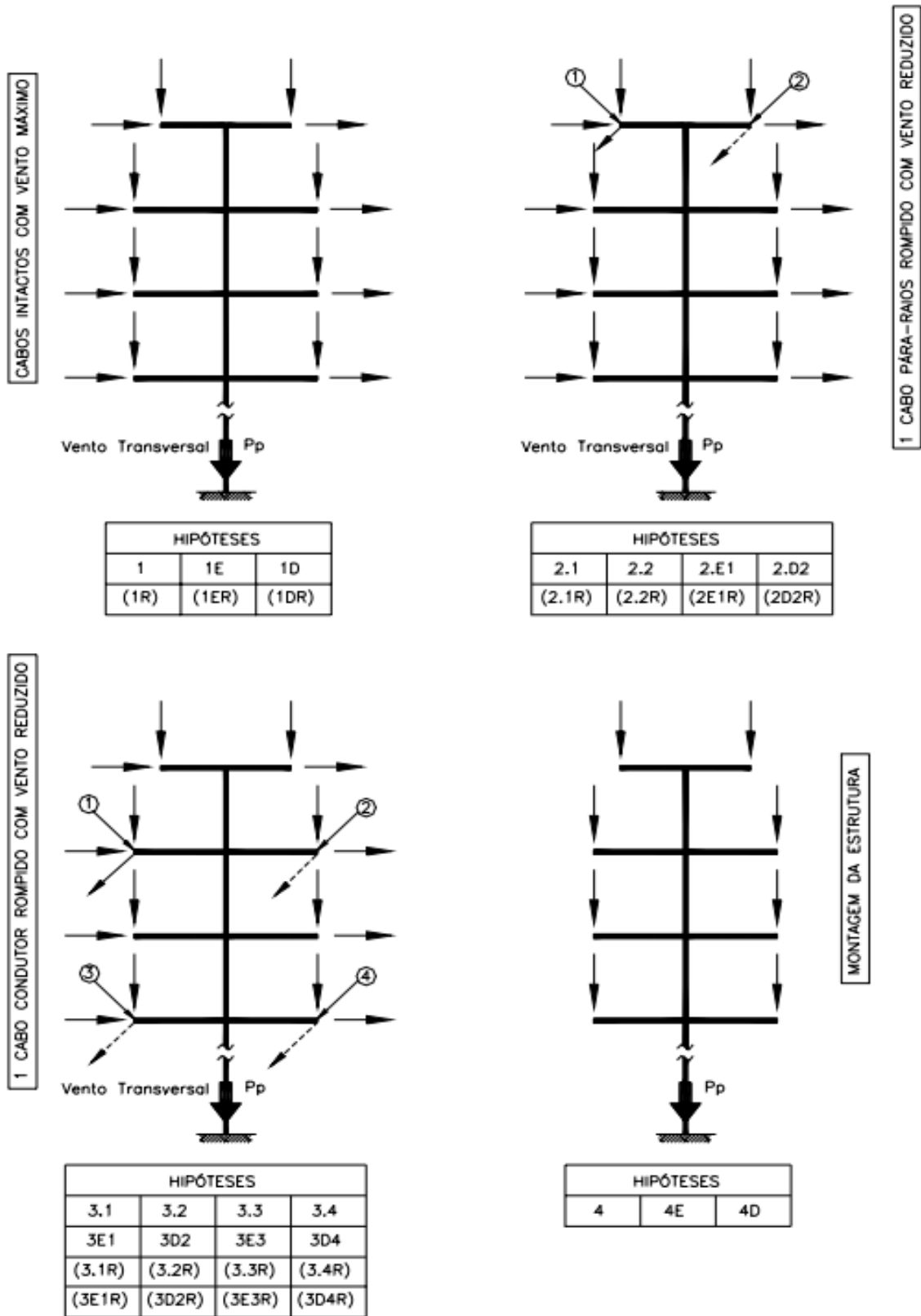
2.3.1 Hipóteses de carregamento

As hipóteses de carregamento das torres reproduzem as possíveis situações em que estas poderão ser solicitadas, e tem-se um número muito grande de hipóteses de carregamentos. Alguns autores apresentam sugestões para essas hipóteses, e a seguir estão indicados os parâmetros de carregamento que elas reproduzem (GONTIJO, 1994):

- vento máximo em qualquer direção, e cabos sem romper. Na prática aplicam-se ventos a 0, 45, 60, 75 e 90 graus com relação ao eixo da LT;
- vento com velocidade reduzida, com um cabo para-raios rompido;
- vento com velocidade reduzida, e um cabo condutor rompido;
- cargas devidas à construção, ou montagem, com o lançamento dos cabos condutores e para-raios.

Quando se refere a hipótese de vento reduzidos, essas cargas de vento são reduzidas através de um fator de ponderação, onde a carga principal é o rompimento de um cabo. Essas hipóteses podem ser observadas na Figura 4.

Figura 4 - Árvores de Carregamento – Hipóteses Básicas



Fonte: Chaves (2004)

Conforme apontado por Chaves (2004), a análise estrutural das torres deve levar em conta todas as configurações possíveis de montagem da estrutura para cada hipótese de carregamento escolhida, pois cada torre é formada por partes distintas, que desempenham funções complementares.

A parte superior da torre, denominada “cabeça”, é o local onde são fixados os braços ou suportes para os cabos e a configuração varia conforme a função da torre, podendo ser simétrica ou assimétrica.

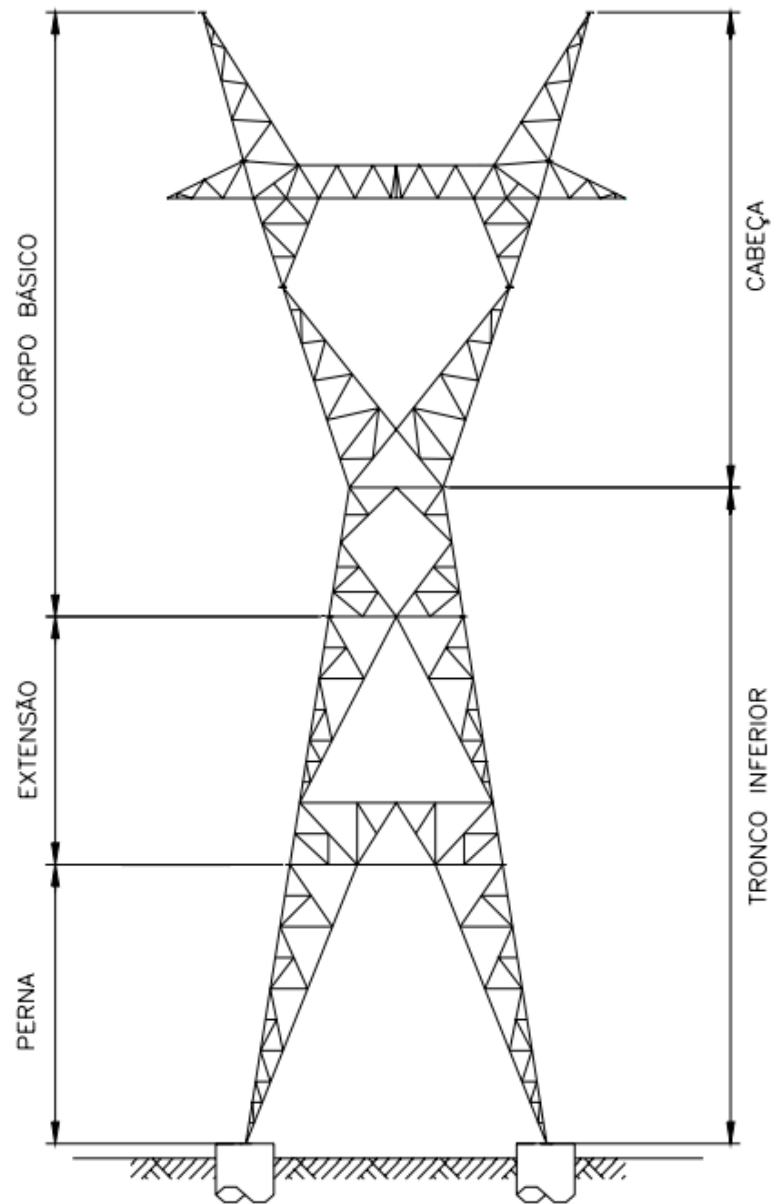
A modularidade da torre permite o acréscimo de seções intermediárias, chamadas de extensões, que aumentam a altura total da estrutura conforme necessário. Isso é utilizado em situações em que se busca maior distância dos condutores em relação ao solo, como em travessias de rios, rodovias ou áreas urbanas.

Já as pernas ou pés, são os elementos verticais principais e têm a função de transmitir os esforços da torre diretamente às fundações. Em terrenos planos, as pernas costumam ter a mesma altura, no entanto, quando o terreno é acidentado, é possível empregar pés de diferentes comprimentos.

Para atingir uma altura específica, é possível adicionar extensões idênticas ao tronco da estrutura ou optar por pernas de alturas diferentes. Nos terrenos com maiores irregularidades, o desnivelamento da torre através das pernas é uma estratégia frequentemente utilizada para adaptar a estrutura ao relevo encontrado.

A Figura 5 apresenta a silhueta de uma estrutura metálica autoportante, destacando seus elementos principais e as extensões possíveis de montagem.

Figura 5 - Silhueta de uma Torre Autoportante

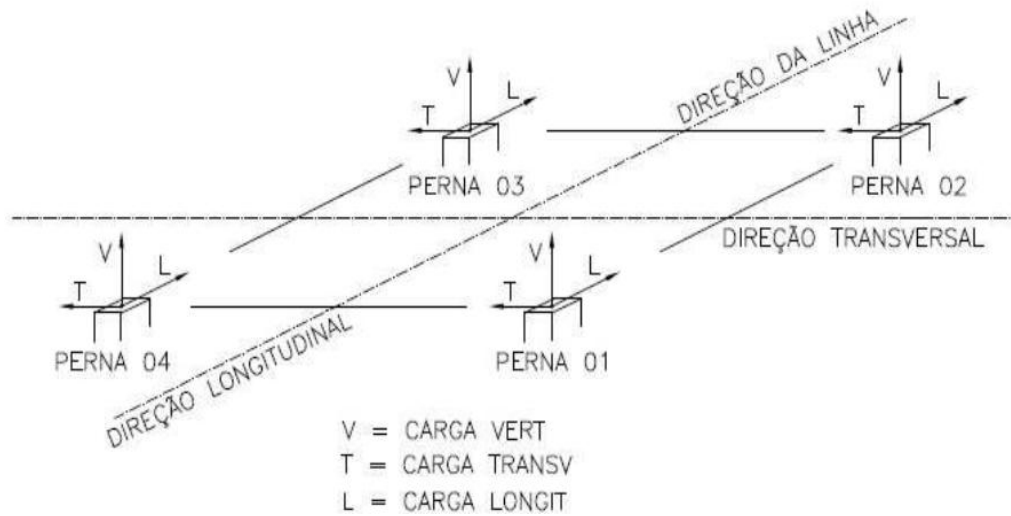


Fonte: Chaves (2004)

2.3.2 Cargas transmitidas as fundações

As cargas transmitidas as fundações são fornecidas pela empresa projetista da torre através do documento da memória de cálculo da estrutura, onde são fornecidas as cargas em função dos eixos ortogonais (figura 6), esse sentido de esforços é a condição utilizada para o dimensionamento das fundações como os tubulões que possuem fuste reto (VELOZO, 2010).

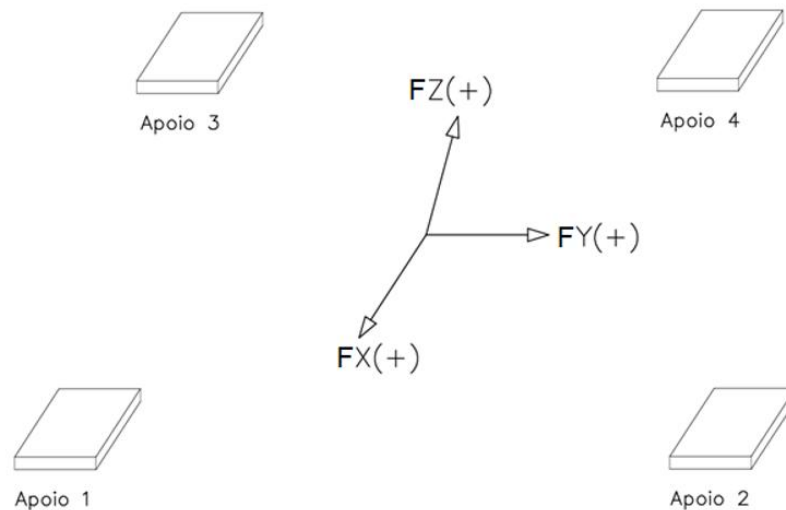
Figura 6 – Esforços no eixo global.



Fonte: Amaral (2015)

Quando for necessário considerar a inclinação do fuste em relação a torre, como no dimensionamento das fundações em sapata, é feito uma decomposição dos esforços verticais para que mantenham o sentido do montante (Figura 7).

Figura 7 – cargas inclinadas nas fundações



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

As combinações de cargas utilizadas no dimensionamento das fundações são aquelas que resultam os valores máximos de compressão, arrancamento e esforço horizontal. Essas situações representam respectivamente, a maior compressão transmitida ao solo, a maior sollicitação ao arrancamento da fundação e

a maior solicitação ao tombamento. Além disso, não se limitam apenas aos carregamentos críticos máximos, sendo necessário avaliar combinações de esforços menores, pois a interação entre eles pode resultar em condições críticas para a estabilidade das fundações.

Essas cargas transmitidas às fundações são obtidas no resumo das reações apresentado ao fim das memórias de cálculo da estrutura, considerando diferentes cenários de carregamento e composições estruturais já mencionado no item 2.1.3, esses valores já contemplam ponderações, porém, na prática, tem sido adotado um fator adicional de 1,1 para todos os tipos de torres, seguindo procedimentos utilizados por grandes transmissoras. Assim, optou-se por aplicar esse fator uniformemente no dimensionamento das torres neste trabalho, alinhando-se às práticas correntes. Ressalta-se, entretanto, que clientes podem solicitar fatores distintos, como 1,1 para estruturas de suspensão e 1,2 para estruturas de ancoragem (FURNAS, 2003). O peso da fundação, composto pelo concreto e solo subjacente, também é incluído, recebendo um fator de redução de 0,9 quando estabilizador ou de aumento de 1,1 quando desfavorável, garantindo maior estabilidade e eficiência na restauração da linha em caso de falhas.

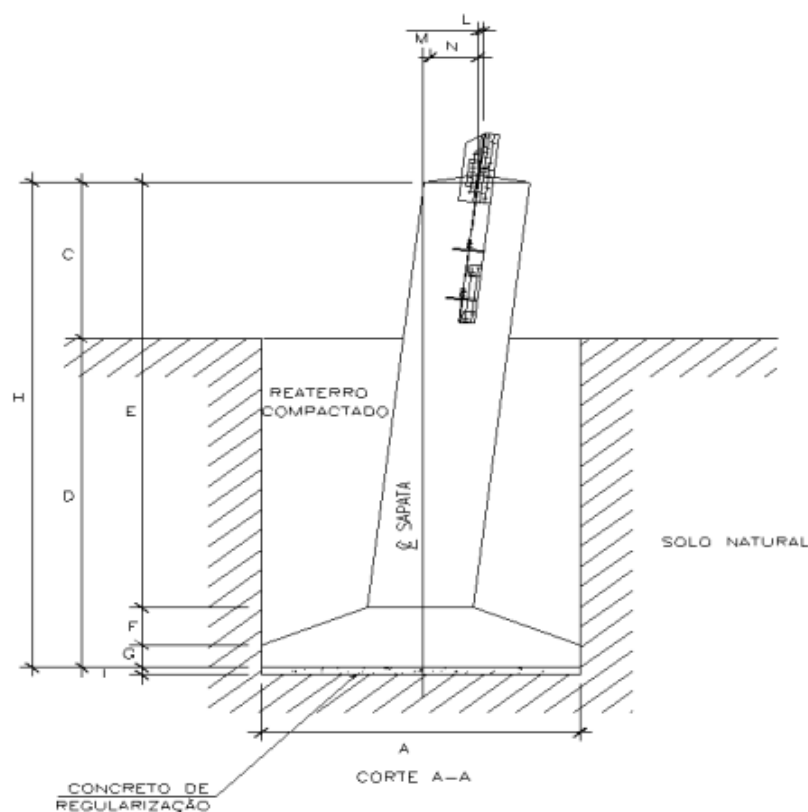
2.4 Tipos de fundações encontradas em linhas de transmissão

O objetivo primordial das fundações é transmitir os esforços da superestrutura para o solo de forma segura, prevenindo sobrecargas que possam gerar recalques excessivos ou ruptura por cisalhamento. Conforme a NBR 6122:2022, essas estruturas podem ser categorizadas em diretas (rasas) e indiretas (profundas). Uma fundação é considerada profunda quando a profundidade de assentamento ultrapassa o dobro da menor dimensão da base. Em estruturas autoportantes, como as de linhas de transmissão, os tubulões e estacas estão entre as soluções de fundação profunda mais frequentes. No caso das fundações diretas, a solução mais usual consiste na utilização de sapatas. Para situações em que fundações são instaladas em solos extremamente rasos, onde a base é sobre rocha, são implementados blocos ancorados na rocha. Para este estudo serão implementadas apenas as fundações em sapata (rasas) e tubulão (profunda).

2.4.1 Sapatas

As sapatas são fundações diretas em concreto armado, geralmente formadas por uma laje de base e um fuste central que sustenta o “stub” e o pilar da estrutura. Segundo Ashcar (2001), elas podem ter forma quadrada, retangular, circular ou corrida e são aplicadas principalmente nas torres autoportantes das linhas de transmissão (LT), onde o solo oferece boa resistência a pequenas profundidades, geralmente entre 2 e 4 metros. Nessa configuração, o fuste da sapata pode ser inclinado conforme a inclinação dos pés da torre (figura 8), permitindo que o ponto de aplicação dos esforços coincida com o centro da fundação, o que reduz os momentos fletores e diminui os custos de execução (ASHCAR, 2001).

Figura 8 - Fundação em sapata



Fonte: Azevedo (2011)

Ainda segundo Ashcar (1999), a execução do reaterro no final da construção é igualmente importante, pois a compactação correta influencia diretamente a resistência ao arrancamento da fundação. Chaves (2004) destaca que

o reaterro deve ser feito com compactação mecânica, em camadas de até 20 cm de espessura e com um grau de compactação mínimo de 95% do Proctor Normal. Visto que o reaterro deve apresentar características geotécnicas iguais, ou superiores que o terreno original.

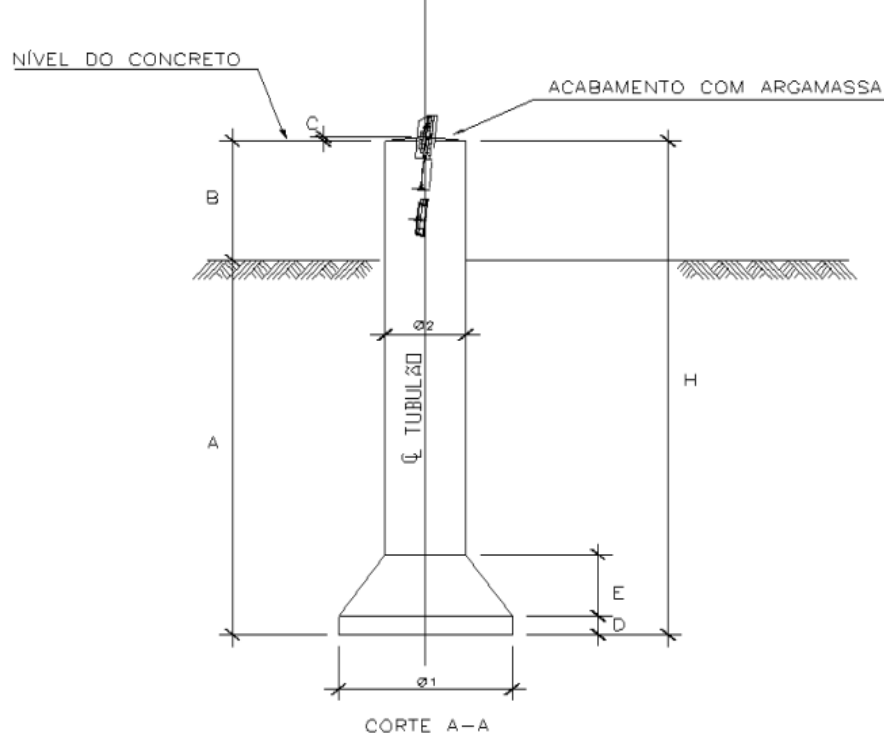
Chaves (2004) também observa que, em áreas de difícil escavação, é comum substituir tubulões por sapatas, principalmente quando se encontram blocos de rocha que inviabilizam o uso de fundações como tubulões. Essa substituição permite uma melhor adaptação à realidade do terreno sem comprometer a eficiência estrutural.

2.4.2 Tubulões

Quando o solo e a camada superficial não possuem capacidade de suporte adequada, a fundação será instalada em camadas mais profundas para alcançar uma capacidade de suporte satisfatória. Essa solução é conhecida como tubulão, que pode ter ou não uma base alargada, como demonstrado na Figura 9. O comprimento total do tubulão – incluindo o fuste e a base alargada, se houver – varia entre 3 e 10 metros, dependendo das propriedades do solo e da magnitude das cargas na superestrutura (ASHCAR, 1999). Chaves (2004), relata que com o intuito de garantir segurança contra o desmoronamento, os tubulões são empregados apenas onde a cota de assentamento esteja acima do nível do lençol freático durante sua escavação. Entretanto, quando o solo é argiloso, permite-se executar esse tipo de fundação com solo abaixo do nível d'água, retirando-se a água percolada com bombas.

Ainda, segundo Chaves (2004), os tubulões são amplamente utilizados em linhas de transmissão devido a seu custo reduzido, o que está relacionado à necessidade reduzida de escavação quando comparados a outros tipos de fundações; a ausência de reaterro; o consumo mínimo de fôrmas; e sua discreta interferência no ambiente durante a construção. Uma vantagem adicional dos tubulões é a proteção conferida à cantoneira metálica de ancoragem (stub), já que o fuste, por possuir diâmetro considerável, garante uma espessa camada de concreto ao seu redor, independentemente da inclinação da peça.

Figura 9 - Fundação em tubulão.



Fonte: Azevedo (2011)

2.5 Características mecânicas dos solos

Torna-se essencial a realização de estudos das características dos solos antes de iniciar qualquer obra de engenharia civil. Isso porque a análise de parâmetros como a coesão e o ângulo de atrito interno, que compõem a resistência ao cisalhamento, é indispensável, fornecendo dados necessários para projetos geotécnicos.

2.5.1 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento representa a resistência interna do solo ao movimento de deslizamento, sendo influenciada pela coesão e pelo atrito interno. esse

parâmetro é essencial para o dimensionamento e análise da estabilidade das fundações, conforme destacado por Das (2007).

2.5.2 Ângulo de atrito

De acordo com Das (2007), o ângulo de atrito interno (ϕ) representa a inclinação do plano de deslizamento em relação à horizontal e é uma das principais propriedades do solo, influenciando a resistência ao cisalhamento e a estabilidade de estruturas geotécnicas. Esse ângulo é determinado por testes de laboratório, como o ensaio triaxial ou o ensaio de cisalhamento direto.

2.5.3 Coesão

Conforme Pinto (2000), a coesão é a resistência ao cisalhamento independente da tensão normal, associada às forças de ligação entre as partículas dos solos, especialmente em solos argilosos. A coesão real ocorre em solos úmidos não saturados devido à pressão capilar, enquanto a coesão aparente é um fenômeno de atrito que desaparece com a saturação do solo.

2.6 Investigação geotécnica

Conforme Amaral (2015), os procedimentos investigativos empregados na análise geotécnica para fundações de torres incluem sondagens à trado, rotativas, poços de inspeção e, principalmente, a sondagem à percussão (SPT), que é a mais comum nesse tipo de aplicação. Sendo assim, este estudo abordará apenas a sondagem a percussão (SPT).

2.6.1 Sondagem a percussão (SPT)

O ensaio SPT, normatizado pela NBR 6484:2020, é uma técnica amplamente utilizada na geotecnia para avaliar as características mecânicas do solo, proporcionando informações essenciais para o dimensionamento de fundações. Este

ensaio não é limitado pelo nível de água e, embora avance sob solos compactos, pode ser interrompido por materiais mais granulares, como seixo e pedregulho.

As disposições da norma NBR 6484:2020 para sondagens do tipo SPT devem ser seguidas rigorosamente, tanto nos procedimentos aplicados, como no equipamento utilizado (o diâmetro do amostrador, o peso e a altura de queda serão padronizados pela Norma).

O ensaio é realizado por meio da cravação de um amostrador em três etapas sucessivas de 15 cm cada. O valor obtido corresponde à soma do número de golpes aplicados para a penetração dos últimos 30 cm. O Índice de Resistência à Penetração (NSPT), que representa o parâmetro de resistência ao golpe, é registrado durante o procedimento e tem papel essencial na estimativa da capacidade de carga do solo. Além disso, permite avaliar os estados de compactação em solos arenosos e a consistência em solos argilosos. Na Tabela 1 retirada da NBR 6484:2020 correlaciona esses parâmetros ao NSPT encontrado.

Tabela 1. Estado de compactação e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração <i>N</i>	Designação ^a
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)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

^a As expressões empregadas para a designação da compactação das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactação relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Fonte: NBR 6484:2020

A Norma ainda afirma que o critério de paralisação do ensaio SPT é de responsabilidade técnica da contratante ou de seu preposto e deve ser definido de acordo com as necessidades específicas do projeto. Entretanto, quando a contratante

não tiver um critério de paralisação definido, a NBR 6484 (ANBT, 2020) propõe, dentre outros critérios, que a sondagem seja interrompida quando o avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 10 m de resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 25 golpes;

- a) o avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 8 m de resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 30 golpes;
- b) o avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 6 m de resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 35 golpes.

Embora se possa obter um número maior de informações sobre o solo através deste tipo de investigação, utilizam-se apenas os seguintes dados:

- Tipo do solo (caracterização tátil-visual);
- Profundidade do N.A.;
- NSPT – número de golpes (dos últimos 30 cm).

2.7 Tipificação dos solos

Com base nas informações coletadas nas etapas de investigação geológica e geotécnica, torna-se viável realizar a tipificação dos solos. Esse processo consiste em agrupar os solos em classes com características geomecânicas semelhantes, atribuindo a cada uma delas parâmetros técnicos que sirvam de referência para o dimensionamento das fundações.

Devido ao grande número de estruturas envolvidas, em projetos de fundação de LT é realizada a tipificação dos solos, com o objetivo de criar projetos padronizados de fundações baseados em parâmetros geotécnicos determinados para cada classe de solo. Assim, um único projeto padrão abrange todas as estruturas com o mesmo tipo de torre que se encontram em uma determinada classe de solo.

Conforme a Especificação Técnica de Projeto de FURNAS (2003), os solos em linhas de transmissão são classificados em quatro categorias, com faixas de valores geotécnicos recomendados (Tabela 2). No caso das rochas, a classificação divide-se em dois grupos principais: rochas pouco fraturadas e rochas fraturadas (Tabela 3). Essa categorização auxilia na definição dos parâmetros técnicos

necessários para o dimensionamento das fundações e na adaptação ao tipo de terreno encontrado nas áreas de instalação.

Tabela 2 - Limites para os parâmetros geotécnicos para solo

Tipos de solos	NSPT	Coesão (kN/m ²)	Ângulo de atrito interno (σ)	Peso específico (kN/m ³)	Taxa admissível à compressão (kN/m ²)	Adesão solo-cimento (kN/m ²)
Tipo I	9 a 18	30 a 40	$\leq 32^\circ$	16 a 18	200 a 400	≤ 25
Tipo II	6 a 12	25 a 30	$\leq 28^\circ$	15 a 17	100 a 200	≤ 20
Tipo III	6 a 12	25 a 30	$\leq 25^\circ$	14 a 16	100 a 200	≤ 20
Tipo IV	3 a 6	≤ 15	$\leq 20^\circ$	12 a 14	≤ 100	≤ 10

Fonte: Adaptado de Furnas (2003)

Tabela 3 - Limites para os parâmetros geotécnicos para Rochas

Tipos de rochas	Consistência ou compactidade RQD	Peso específico (kN/m ³)	Taxa admissível à compressão (kN/m ²)	Adesão Rocha-cimento (kN/m ²)
Rocha tipo I	RQD 75 a 100	24 a 29	1000 a 3000	1/10*Rck
Rocha tipo II	RQD 25 a 75	20 a 22	600 a 1200	1/10*Rck

Fonte: Adaptado de Furnas (2003)

Segundo Amaral (2015), ainda há possibilidade de dimensionar projetos especiais, que são elaborados segundo as particularidades de uma determinada torre. Estes projetos especiais podem ser necessários em situações em que a fundação se localiza em áreas permanentemente sujeitas ao nível d'água (NA); quando há particularidades do terreno ou do solo que não se enquadram nas classificações previamente estabelecidas; ou ainda nos casos em que a torre está submetida a um carregamento atípico em relação às demais estruturas.

2.8 Resistência do solo quanto às solicitações nas fundações

O dimensionamento de uma estrutura de fundação de torres de Linhas de Transmissão deve considerar os diferentes carregamentos que o elemento está submetido. No que diz respeito às fundações de torres para linhas de transmissão, os

esforços encontrados são os de arrancamento e de compressão (QUENTAL, 2008). Além desses esforços, inclui-se também o tombamento.

Nesse trabalho são abordados os dimensionamentos de tubulões e sapatas, que são as fundações mais viáveis e recorrentes em torres autoportantes de linhas de transmissão.

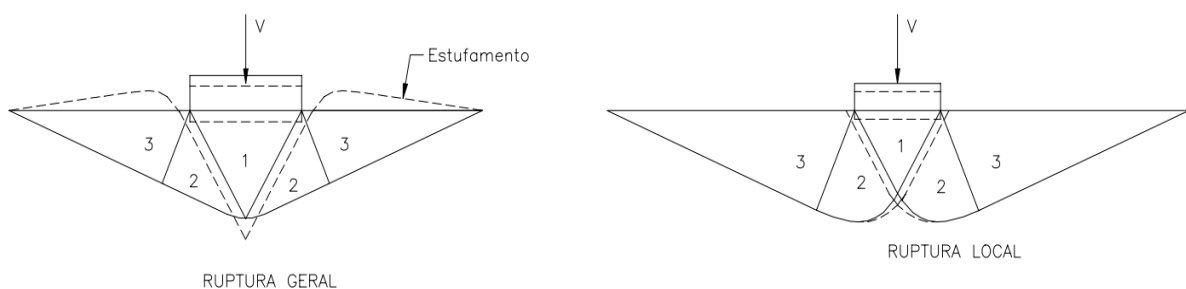
2.8.1 Resistência a compressão

Conforme Furnas (2003), a determinação da capacidade de carga, tanto para sapatas quanto para tubulões, deve ser realizada utilizando métodos clássicos da Mecânica dos Solos. Esses métodos utilizam parâmetros geotécnicos obtidos de valores característicos e ajustados pelos coeficientes de segurança recomendados na NBR 6122:2022.

Método de Terzaghi:

O método de Terzaghi considera a formação de uma cunha sob a fundação, mobilizando o solo adjacente e criando duas zonas de cisalhamento: uma radial (2) e outra linear (3), conforme ilustrado na Figura 10.

Figura 10 – Mecanismos de Ruptura dos Solos



Fonte: Chaves (2004)

Terzaghi (1955) distingue dois tipos de ruptura em fundações: a ruptura geral, comum em solos compactos ou rijos, onde ocorre estufamento do solo adjacente e tombamento da estrutura, e a ruptura local, mais frequente em solos macios, para a qual ele propôs ajustes na capacidade de carga e na coesão. Além

disso, Terzaghi formulou uma equação (1) para calcular a tensão última do solo, considerando a geometria da fundação (VELLOSO e LOPES, 2010):

$$q_u = cN_cS_c + c0,5\gamma BN_\gamma S_\gamma + qN_qS_q \quad (1)$$

Onde:

q_u = tensão de ruptura do solo;

γ = peso específico do solo

c = coesão;

N_c, N_γ, N_q = fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito;

S_c, S_γ e S_q = fatores de forma;

B = menor dimensão da fundação.

Aplicando-se um fator de segurança (FS), geralmente adotado como 3 nas fórmulas teóricas, obtém-se a tensão admissível (q_s) (CHAVES, 2004).

$$q_s = \frac{q_u}{FS}$$

Na condição de ruptura local do solo, Terzaghi sugere a aplicação da mesma fórmula utilizada para ruptura geral, porém com valores reduzidos de coesão e ângulo de atrito, conforme indicado a seguir:

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

$$\varphi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\varphi\right) \quad (3)$$

Os fatores de capacidade de carga são valores adimensionais que dependem unicamente do ângulo de atrito do solo.

$$N_q = e \pi \tan\varphi \tan^2(45 + 0,5\varphi) \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\varphi \quad (5)$$

$$N_\gamma = (N_q + 1)2 \tan\varphi \quad (6)$$

Para fundações com base quadrangular e circular, os fatores de forma são calculados conforme as fórmulas abaixo:

$$S_q = 1 + \tan \varphi \quad (7)$$

$$S_c = 1 + \frac{Nq}{Nc} \quad (8)$$

$$S_\gamma = 0,60 \quad (9)$$

2.8.2 Resistência do solo a esforços laterais (tombamento)

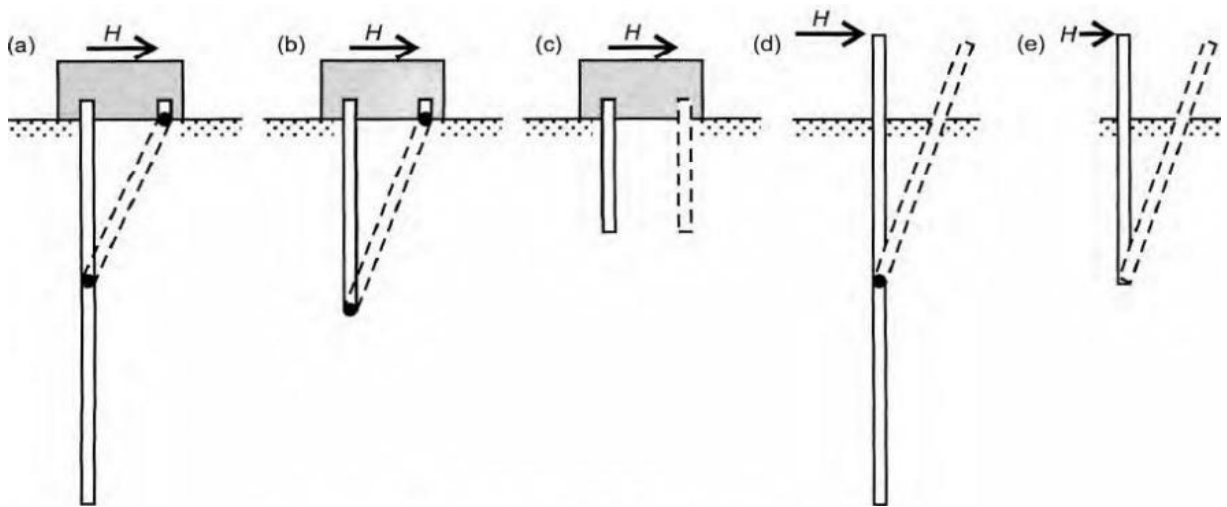
A resistência lateral do solo consiste no suporte oferecido por fundações profundas para resistir ao tombamento decorrente de esforços horizontais. Ao contrário das fundações rasas, nas quais essa resistência não é considerada, nas fundações profundas a análise é realizada com base nas reações do solo em suas fases elástica e plástica. Para o estado limite de serviço, adota-se a fase elástica, que avalia deformações geradas pelo carregamento. Por outro lado, a fase plástica é empregada pela determinação da ruptura do solo e a capacidade de carga última.

Método de Broms

De acordo com Broms, o tipo de ruptura que ocorre em uma estaca está relacionado ao seu comprimento e à condição de restrição em seu topo. Conforme Velloso e Lopes (2010), as configurações possíveis são: estacas longas com topo impedido (a), curtas com topo impedido (b e c), longas com topo livre (d) e curtas com topo livre (e), como representado na Figura 11. Para estacas longas, a ruptura se dá pela formação de rótulas plásticas; já em estacas curtas, ocorre quando a resistência do solo é superada.

Neste trabalho, adota-se o modelo de ruptura referente à estaca curta com topo livre (e), aplicável aos tubulões utilizados em linhas de transmissão (LT), considerando o tubulão como um elemento rígido-plástico e o solo em regime de equilíbrio plástico.

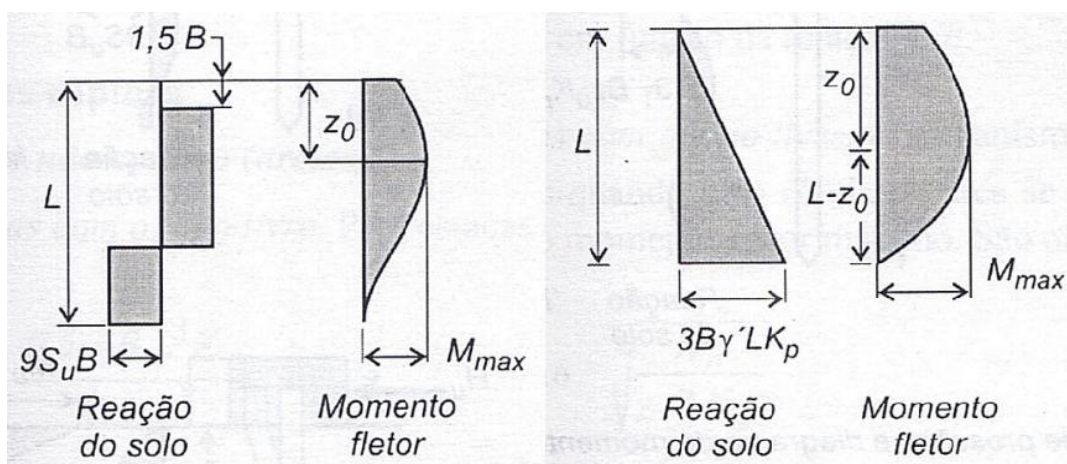
Figura 11 – Mecanismo de ruptura de estaca



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Para estacas curtas, tanto a distribuição de pressões quanto os diagramas de momentos fletores dependem do tipo de solo em que a fundação está inserida (Figura 12). Em solos arenosos (diagrama da direita), a pressão ao longo da estaca é distribuída de forma linear. Já em solos argilosos (diagrama da esquerda), a distribuição da pressão é constante em todo o comprimento da estaca conforme indicado por Velloso e Lopes (2010).

Figura 12 – Distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores para solo argiloso e arenoso.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

Na situação de estacas curtas com topo livre inseridas em solos arenosos, independentemente da profundidade, a pressão do solo é considerada igual a três vezes o empuxo passivo, segundo a formulação proposta pelo modelo de Rankine:

$$p_u = 3D\gamma'K_p \quad (10)$$

$$K_p = \frac{(1+\sin\varphi)}{(1-\sin\varphi)} \quad (11)$$

O cálculo da carga de ruptura é composto pelos esforços com carga aplicada na ponta da estaca (H_u), gerando momento (M_u) conforme equações abaixo:

$$H_u = \frac{(0,5\gamma'DL^3K_p)}{(e+L)} \quad (12)$$

$$M_u = 0,5\gamma'DL^3K_p \quad (13)$$

Onde:

D = diâmetro;

L = comprimento enterrado;

e = altura de aplicação da carga horizontal;

γ' = peso específico efetivo do solo;

K_p = coeficiente de empuxo passivo;

φ = ângulo de atrito interno.

Em solos argilosos, Broms propõe que a pressão do solo seja constante e que a resistência do solo no trecho inicial enterrado ($1,5D$) seja desconsiderada, por ser pouco significativa. Desta forma, o comprimento enterrado da estaca (L) é dividido em 3 parcelas relativas à reação do solo.

$$L = 1,5D + f + g \quad (14)$$

Com essas considerações, Broms (1964, apud Maciel, 2006) apresenta o seguinte cálculo do momento máximo para estacas curtas com topo livre em o solo argiloso, onde “f” e “g” são parcelas do comprimento total da estaca:

$$M_{máx} = \frac{9}{4}cDg^2 \quad (15)$$

$$g = \sqrt{4f(e + 1,5D + 0,5f)} \quad (16)$$

$$f = \frac{P}{\rho c_u D} \quad (17)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca;

L = comprimento da estaca enterrado;

e = a altura de aplicação da carga horizontal;

c_u = coesão do solo

2.8.3 Resistência a Esforços de Arrancamento

O arrancamento das fundações em torres de linhas de transmissão apresenta particularidades distintas da construção civil convencional. Referências bibliográficas iniciais sobre capacidade de carga à tração, datadas da década de 1910, priorizavam o peso da fundação e a sobrecarga do solo. A partir da década de 1960, os avanços nas teorias da mecânica dos solos propiciaram métodos racionais para esse estudo. Segundo Danziger (1983), pesquisas experimentais com modelos reduzidos foram fundamentais para o aprimoramento de técnicas de previsão da capacidade de carga para situações de tração.

Algumas das metodologias de arrancamento são: método do cone, cilindro de atrito e método de Grenoble. Para esse estudo foi adotado o método de Grenoble por ser o mais aprimorado e completo, que se baseia em parâmetros do solo.

Método de Grenoble

Desenvolvido na Universidade de Grenoble, o método fundamenta-se em inúmeros ensaios de modelos reduzidos, além de contar com uma diversidade de testes em escala real realizados em diversos países. Garcia (2005) destaca que seu uso é difundido no setor, devido à confiabilidade comprovada por estudos aprofundados. Por esse motivo, foi adotado neste trabalho para a análise do arrancamento no dimensionamento de fundações, incluindo sapatas e tubulões. O método de Grenoble considera quatro parcelas de resistência, sendo elas: o atrito, a

coesão, a sobrecarga no terreno e o peso da fundação (incluindo concreto + solo).

Nos casos de estacas ou tubulões sem base alargada, a resistência última é calculada com base no cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura, acrescida do peso próprio da fundação e da porção de solo que adere à sua estrutura. Para fundações de torres de linhas de transmissão, desconsidera-se a parcela de sobrecarga no terreno, tratando os tubulões como estacas, conforme a abordagem proposta por Danziger (1983). A equação utilizada para tubulões é apresentada a seguir:

$$Q_{rt} = pD [cMc + \gamma'(M\varphi + M\gamma) + q_0Mq] + P \quad (18)$$

Onde:

p = Perímetro;

D = Profundidade de assentamento;

c = coesão do solo;

γ' = peso específico efetivo do solo;

φ = ângulo de atrito interno do solo;

q_0 = Sobrecarga uniforme;

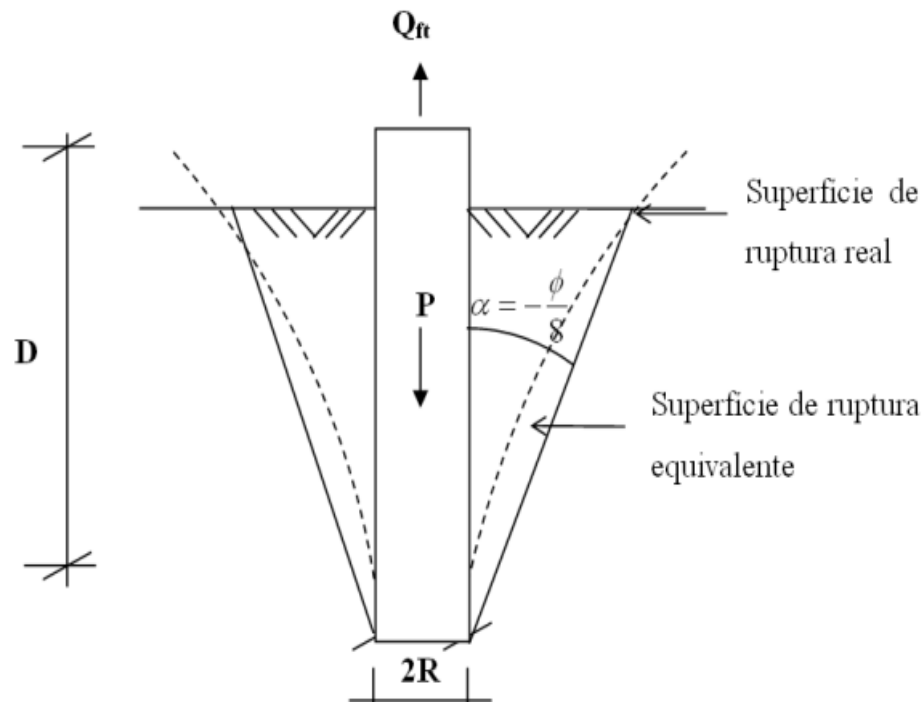
P = Peso próprio da fundação;

$Mc, (M\varphi + M\gamma), Mq$ = Coeficientes de capacidade de carga à tração.

Os coeficientes $Mc, (M\varphi + M\gamma), Mq$, podem ser determinados em função de φ e D/R (para $\lambda = \arctg 0,2$), sendo "R" o raio do tubulão, através das expressões e ábacos fornecidos em Danziger (1983) ou em Garcia (2005).

O ângulo de ruptura de cálculo (λ) é formado entre a base da fundação e a superfície de ruptura do solo. Para estacas e tubulões sem base, o ângulo é geralmente considerado como $-\varphi/8$, independentemente do tipo de solo. Convencionou-se como sentido negativo de λ como sendo aquele cuja superfície de ruptura tende formar uma cunha, onde a maior base se encontra na superfície do solo, como exemplificado na figura 13.

Figura 13 – Superfície de ruptura equivalente para tubulão sem base



Fonte: Azevedo (2011)

Para o caso de sapatas e tubulões com base largada, o Método de Grenoble divide os solos em duas categorias que apresentam processo de ruptura distintos, sendo classificadas como categoria 1 e 2.

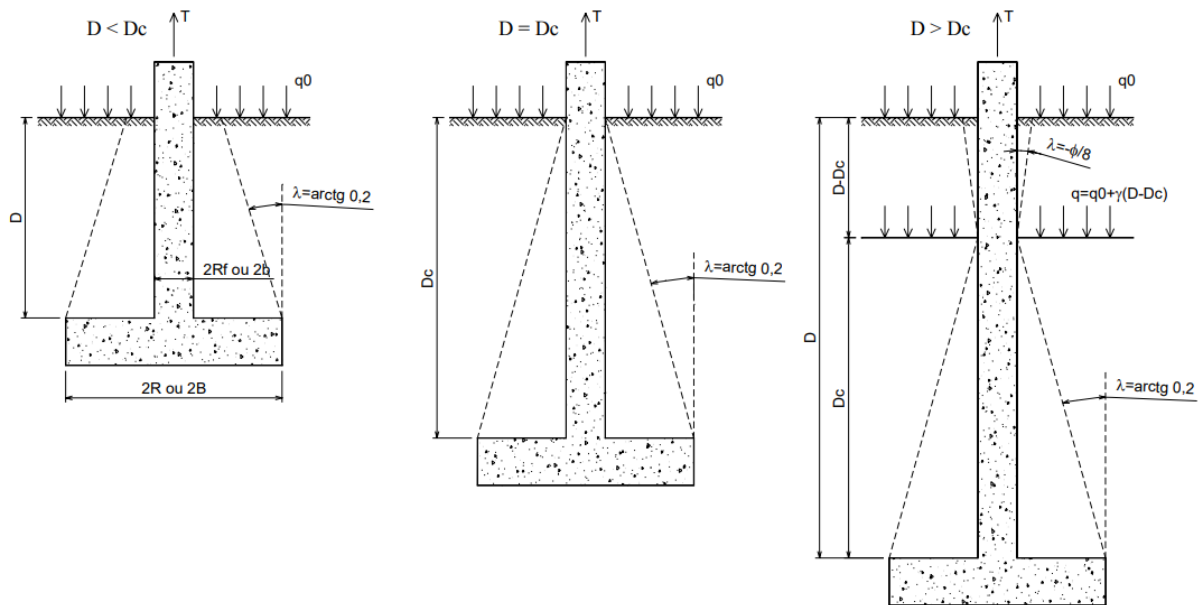
Categoria 1: Solos fracos, argilosos, com alto grau de saturação e ângulo de atrito interno igual ou inferior a 15° .

Categoria 2: Solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito interno superior a 15°

a) Solos de categoria 1:

Para esses solos, o modelo de ruptura envolve a formação de uma cunha acima da base da sapata (figura 14).

Figura 14 – Superfície de Ruptura - Solos de 1ª Categoria



Fonte: Garcia (2005)

Está cunha só pode se formar a partir da profundidade crítica D_c , que é a distância entre a superfície do terreno e a borda superior da base. A profundidade crítica estabelece um limite entre diferentes mecanismos de ruptura e é calculada por:

$$D_c = 5(R - R_f) , \text{ para sapatas retangulares} \quad (19)$$

$$D_c = 5(B - b) , \text{ para sapatas circulares} \quad (20)$$

Onde:

R = Raio da base;

R_f = Raio do fuste;

B = Metade da largura da base da sapata;

b = metade da largura do fuste.

Para determinar a carga de ruptura (Q_{rt}) em sapatas com profundidade de assentamento (D) igual ou menor a D_c , utiliza-se as mesmas equações para determinação de estacas ou tubulões sem base (equação 18). Para sapatas quadradas ou retangulares, entretanto o raio (R) da base é substituído pelo raio equivalente (R_e):

$$Re = \frac{Pb}{8} \quad (21)$$

Onde:

Pb = Perímetro da base;

Para D maior que Dc , a ruptura da base da sapata ocorre sem atingir a superfície do terreno, e envolve a contribuição do pilarete (ou fuste) na região entre o nível do terreno e a profundidade crítica.

$$Q_{rt} = Q_{rt}(base) + Q_{rt}(fuste) \quad (22)$$

Parcela da base:

$$Q_{rt}(base) = Pb \cdot Dc [cM_c + \gamma' Dc (M_\varphi + M_\gamma) + (q_0 + \gamma' (D - Dc)) M_q] + \gamma \cdot Dc (Sb + Sf) \quad (23)$$

Parcela do pilarete ou fuste:

$$Q_{rt}(fuste) = Pf (D - Dc) [cM_c + \gamma (D - Dc) (M_\varphi + M_\gamma) + q_0 M_q] \quad (24)$$

Onde:

Pf = Perímetro do fuste;

Sb = Área da base;

Sf = Área da seção do fuste.

Para a determinação dos coeficientes M_c , $(M_\varphi + M_\gamma)$, M_q da base, são seguidos os mesmos critérios descritos anteriores, com exceção da profundidade D , que deverá ser substituída por Dc na relação D/R . Para sapatas quadradas ou retangulares deve-se considerar também o raio equivalente (Re):

$$Re = P_b / 8$$

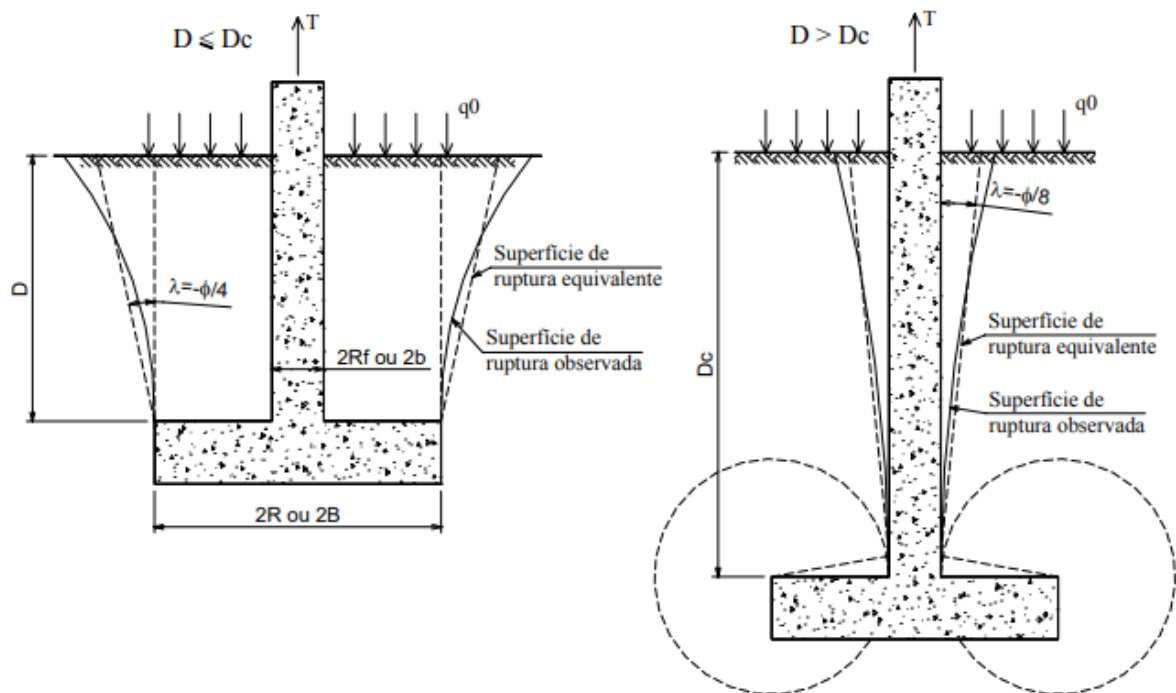
Já os coeficientes M_c , $(M_\varphi + M_\gamma)$, M_q do fuste, podem ser determinados em função de φ e $(D - Dc)/R$ (para $\lambda = -\varphi/8$). Para fustes quadrados ou retangulares, deve-se considerar o raio equivalente (Re):

$$Re = Pf / 2\pi$$

b) Solos de categoria 2:

A categoria 2 é formada por solos de maior competência. A profundidade crítica divide a categoria 2 em dois grupos (profundidade menor que a crítica: solo Argiloso e Solo Arenoso, e profundidade maior que crítica. Os mecanismos de ruptura de cada caso são ilustrados pela Figura 15.

Figura 15 – Superfície de Ruptura - Solos de 2ª Categoria



Fonte: Garcia (2005)

Observa-se ainda, que quando a profundidade D é maior que D_c , o fuste atua como uma estaca isolada com ângulo de ruptura para cálculo $\lambda = -\phi/8$.

Para caso em que $D \leq D_c$, os vestígios da ruptura podem ser observados na superfície do terreno. Sendo a carga de ruptura calculada por:

$$Q_{rt} = Pb \cdot D [cM_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q] + P + \gamma D (Sb - Sf) \quad (25)$$

Os coeficientes M_c , $(M_\varphi + M_\gamma)$, M_q podem ser determinados em função de φ e D/R (para $\lambda = -\varphi/4$). Para sapatas quadradas ou retangulares, deve-se considerar o raio equivalente (Re):

$$Re = P_b/2\pi$$

Para solos arenosos, que apresentam coesão nula, Danziger (1983) observou que o ângulo λ se aproxima do valor do ângulo de atrito interno do solo (φ), dessa maneira os coeficientes M_c , M_φ , M_q se anulam, gerando uma equação simplificada:

$$Q_{rt} = Pb \cdot D^2 \gamma M_\gamma + P + \gamma D(Sb - Sf) \quad (26)$$

O coeficiente M_γ pode ser determinado por:

$$M_\gamma = -0,5 \tan \lambda \left(1 - \frac{D \tan \lambda}{3R}\right) \quad (27)$$

Para caso em que $D > D_c$, haverá contribuição do fuste na região entre o nível do terreno e a profundidade crítica, dessa maneira temos:

$$Q_{rt} = Q_{rt}(base) + Q_{rt}(fuste) + P \quad (28)$$

Parcela da base:

$$Q_{rt}(base) = (Sb - Sf)mM(\gamma D \tan \varphi + c) \quad (29)$$

O coeficiente m é dado por:

$$m = 1 - \left(\frac{1}{2\pi} \arcsen \frac{e}{R - R_f}\right) \quad \text{para} \quad e < R - R_f$$

$$m = 0,75 \quad \text{para} \quad e \geq R - R_f$$

O coeficiente M pode ser determinado em função de φ e R_f/R . Para sapatas quadradas ou retangulares, deve-se considerar o raio equivalente (Re):

$$Re = P_b/2\pi$$

Parcela do pilarete ou fuste:

$$Q_{rt}(fuste) = PfD[cM_c + \gamma D(M_\varphi + M_\gamma) + q_0 M_q] \quad (30)$$

Os coeficientes M_c , $(M_\varphi + M_\gamma)$, M_q do fuste, podem ser determinados em função de φ e D/R (para $\lambda = -\varphi/8$). Para fustes quadrados ou retangulares, deve-se considerar o raio equivalente (Re):

$$Re = Pf/2\pi$$

2.9 Métodos de verificação da segurança das fundações

Os métodos de segurança estabelecidos pelas normas técnicas utilizam o fator de segurança como parâmetro para avaliar a estabilidade em projetos de engenharia. Esse fator é determinado a partir da razão entre os valores considerados prováveis de resistência e de solicitação. Conforme apontado por Azevedo (2010), o fator de segurança global deve ser mantido, independentemente do método de verificação adotado. No entanto, uma limitação importante desse modelo é a ausência de consideração das dispersões entre as curvas de resistência e de solicitação.

As abordagens para análise da segurança em fundações podem ser classificadas em três categorias: determinísticas, semi-probabilísticas e probabilísticas. O método determinístico, também conhecido como das Tensões Admissíveis, garante a segurança ao assegurar que as solicitações não ultrapassem o valor da resistência admissível, obtido pela aplicação de um fator de segurança sobre a resistência de ruptura. Os métodos semi-probabilísticos, conforme Azevedo (2010), utilizam valores característicos associados a fatores de ponderação, assegurando níveis adequados de segurança quando as solicitações de cálculo são inferiores ou iguais às resistências de cálculo dos materiais.

Os valores característicos dos solos são determinados através de ensaios laboratoriais, investigações de campo ou análises do subsolo, conforme orientado pela NBR 6122:2022.

Para assegurar confiabilidade nos valores da pressão admissível da fundação, empregam-se fatores de segurança globais ou parciais. Os fatores globais ajustam a capacidade de carga última calculada ou obtida experimentalmente, sendo sua aplicação regulamentada pela NBR 6122:2022. Essa norma especifica os valores recomendados, principalmente para fundações onde não são realizados ensaios de prova de carga, conforme apresentado em tabela abaixo:

Tabela 4 - Fatores de segurança globais

Tipo de fundações	Fator de segurança global (FSg)
Rasas	3
Profundas	2

Fonte: adaptado NBR-6122:2022

Em projetos de engenharia civil, geralmente são aplicados dois métodos principais: o determinístico também conhecido como Método das Tensões Admissíveis e o semi-probabilístico. Embora a análise estrutural das torres seja feita com cargas ponderadas de trabalho, a verificação de estabilidade das fundações ainda é ajustada com um fator global de segurança, criando uma combinação entre os métodos.

No caso específico deste trabalho, como as resistências das fundações são estimadas com base em sondagens à percussão, sem a realização de ensaios de prova de carga, adotam-se os fatores de segurança estabelecidos para tubulões e sapatas, que são, respectivamente, 2,0 e 3,0, conforme a recomendação da NBR 6122:2022.

2.9.1 Recalque nas fundações

O recalque de uma fundação está relacionado aos deslocamentos verticais provocados pela interação entre o solo e a estrutura, em função das cargas aplicadas. No caso específico das torres de linhas de transmissão, o esforço máximo considerado para o dimensionamento das fundações é obtido a partir de uma condição extremamente específica. Essa condição envolve a combinação da altura

máxima da torre, vãos máximos entre estruturas, deflexões máximas e a ação do vento incidente em um determinado ângulo e velocidade.

Entretanto, esse cenário crítico pode nunca se concretizar durante toda a vida útil da linha de transmissão. Isso significa que, na prática, a estrutura estará frequentemente submetida a esforços menores que os considerados no projeto. Apesar disso, as fundações são dimensionadas para suportar o esforço máximo teórico, o que oferece uma margem significativa de segurança frente aos recalques.

Outro aspecto relevante é a própria configuração estrutural da torre. Sendo uma estrutura treliçada metálica, ela possui uma capacidade natural de acomodar deformações. Essa característica permite que a torre suporte variações de solicitação e eventuais recalques diferenciais sem comprometer seu desempenho estrutural. Dessa forma, mesmo diante de pequenas movimentações do solo, a estrutura tende a manter seu comportamento estável, o que minimiza os efeitos adversos do recalque sobre o conjunto da linha de transmissão.

3 MÉTODO DO ESTUDO

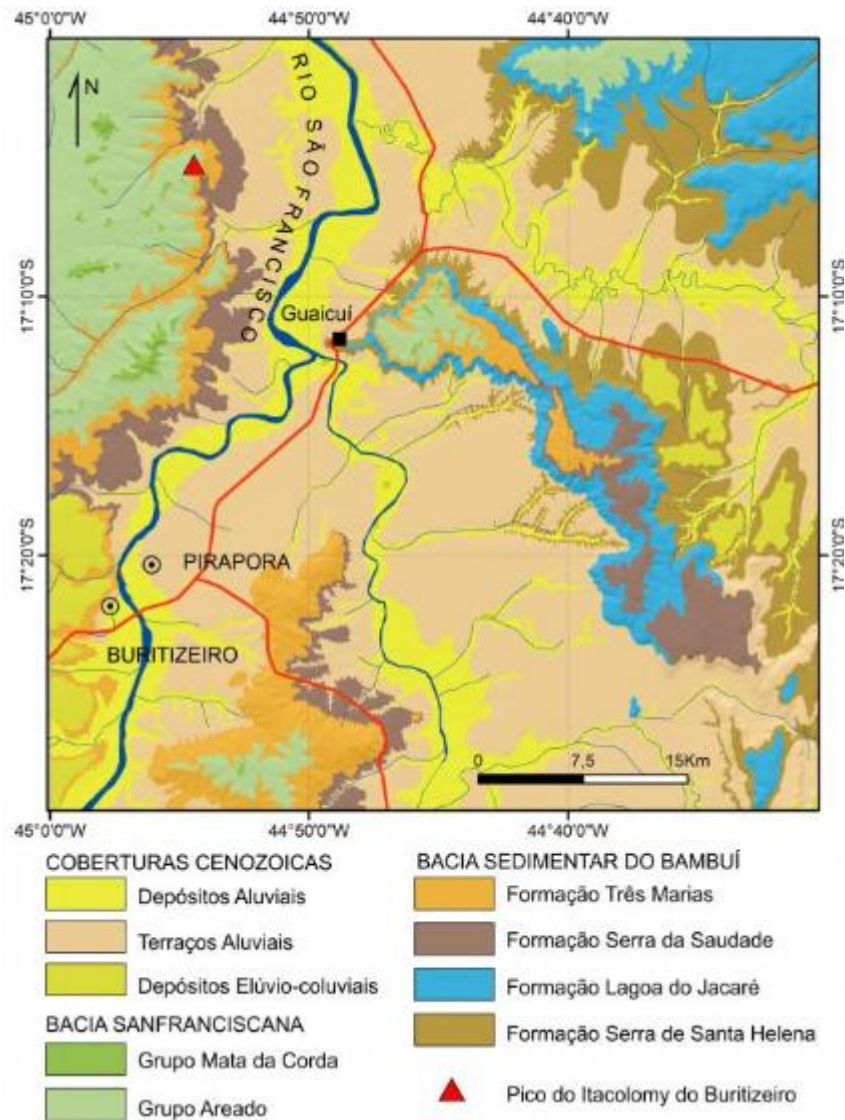
Com o propósito de alcançar o objetivo geral deste estudo em questão, este capítulo apresenta as informações e os parâmetros empregados no dimensionamento das fundações em sapata e tubulões para uma torre autoportante destinada a uma linha de transmissão de energia. Será abordado aspectos como a linha de transmissão estudada, o tipo de torre selecionada e as características do solo ao longo do traçado.

3.1 Estudo de caso de uma Linha de transmissão de 138kV

A Linha de Transmissão de estudo é uma LT 138kV no estado de Minas Gerais, com extensão aproximada de 12 km e um total de 39 torres autoportantes.

O traçado da linha está inserido integralmente em zona rural, em área de relevo predominantemente plano a suavemente ondulado, característico das planícies e terraços fluviais do rio São Francisco, com pequenas variações altimétricas e ausência de acidentes geográficos relevantes. Do ponto de vista geotécnico, a região apresenta predominância de solos arenosos, principalmente Neossolos Quartzarênicos e Latossolos de textura arenosa. Essa configuração geomorfológica e pedológica influencia diretamente a investigação geotécnica e a definição dos tipos de fundação mais adequados às estruturas da linha de transmissão. Abaixo segue mapa da topografia da região onde se encontra a linha de transmissão.

Figura 16 -Mapa geológico simplificado da região de Pirapora e Buritizeiro (MG)



Fonte: Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2004).

3.2 Estrutura metálica utilizada para o estudo

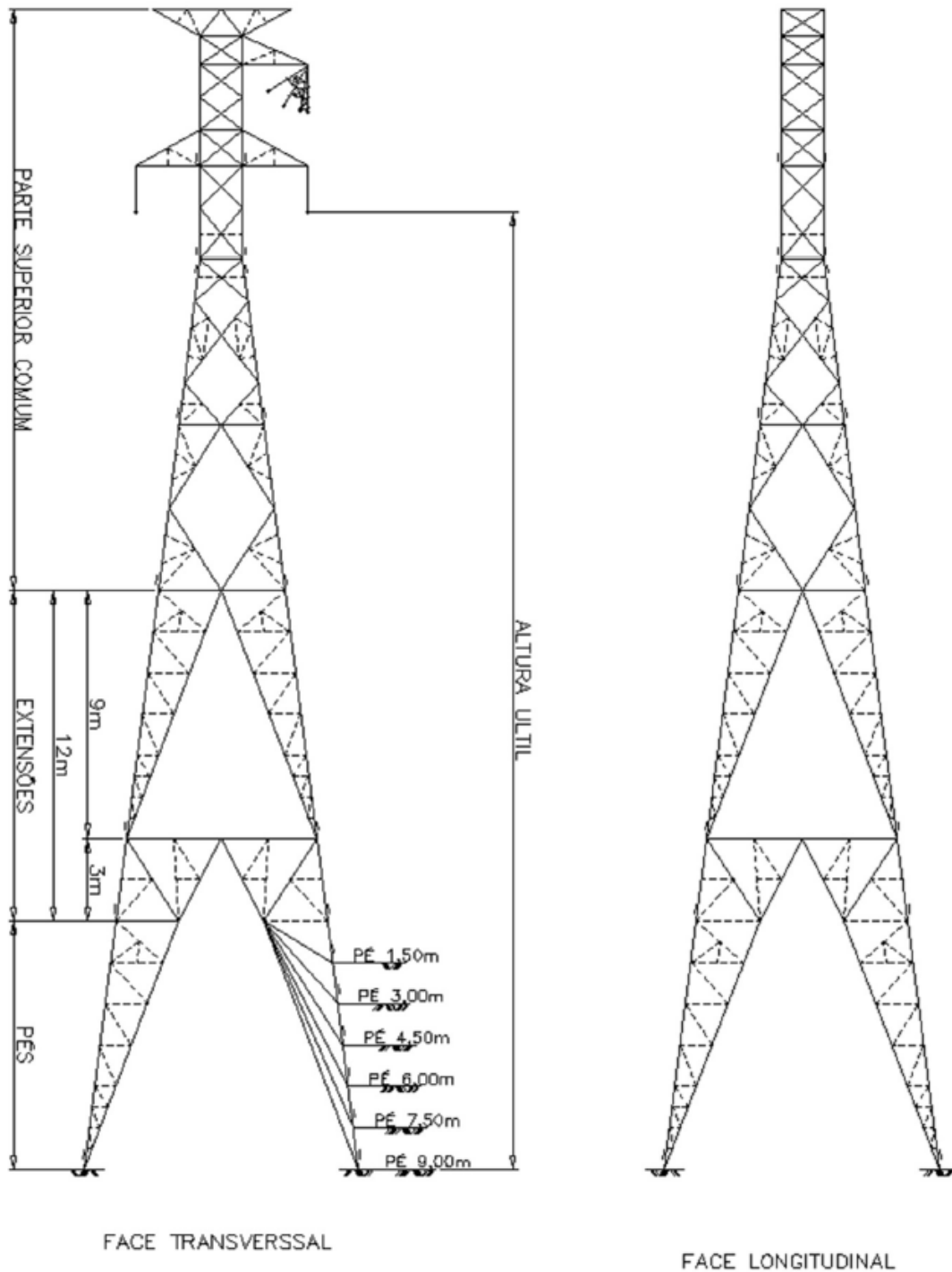
Ao longo do traçado são previstas a construção de torres do tipo autoportante, sendo escolhida a estrutura de Suspensão leve.

Estas torres estão sujeitas a esforços verticais e horizontais permanentes, além da ação do vento em direções longitudinal e transversal, sendo que mudanças angulares provocadas por estruturas adjacentes também podem gerar esforços transversais adicionais (FUCHS, 1977).

A torre tem altura útil variável (Figura 16) como descrito no item 2.3.1, contando com diferentes composições e dimensões, como as extensões em módulos

de 6m e 12m de comprimento, e as pernas que possuem dimensões de 1,5m a (com variações de 1,5m).

Figura 16 – Silhueta da Torre de Suspensão Leve



Fonte: Adaptado do memorial de cálculo da estrutura.

3.3 Caracterização do solo

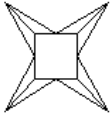

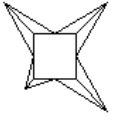
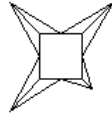
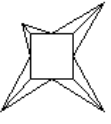
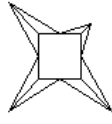
Como descrito no item 2.5, os projetos de fundação de torres de transmissão de energia são classificados com base em classes de solo, cujos parâmetros geotécnicos são previamente determinados, esses parâmetros são definidos por meio de correlações obtidas a partir dos valores de NSPT registrados nas sondagens de percussão realizadas no marco central de cada estrutura ao longo da linha de transmissão. No presente estudo de caso, a campanha de inspeção inclui sondagens SPT no marco central de todas as 39 estruturas ao longo da linha.

3.4 Definição dos Carregamentos

As cargas transmitidas às fundações são obtidas através do resumo das reações apresentado ao fim da memória de cálculo da estrutura, e são determinadas considerando diferentes cenários de carregamento e composições estruturais já mencionado no item 2.3, esses valores incluem valores ponderados, mas fatores adicionais são aplicados para segurança, como 1,2 conforme recomendação da NBR 8850. O peso da fundação, composto pelo concreto e solo sobrejacente, também é incluído, recebendo um fator de redução de 0,9 quando estabilizador ou de aumento de 1,1 quando desfavorável, garantindo maior estabilidade e eficiência na restauração da linha em caso de falhas (FURNAS, 2003).

Os nomes das hipóteses de carregamento são adotados pela projetista da torre, e normalmente são compostos pela combinação da composição estrutural das torres (Figura 17), mais o número do tipo da hipótese de cargas, podendo incluir ao final do nome alguma indicação específica como a letra "I" que indica cargas transversais e de vento invertidas, e a letra "R" que indica cargas verticais reduzidas. Ressalta-se ainda, que cada projetista pode adotar como desejar os critérios e códigos para essas nomenclaturas desde que especificada na memória de cálculo.

Figura 17 – Exemplo de composição estrutural das torres

						
GRUPO	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6
<u>ESTRUTURAS "A"</u> (T.Básica + Ext. 0,0 + Pés 1,5m e 9,0m)	COMB. A1	COMB. A2	COMB. A3	COMB. A4	COMB. A5	COMB. A6
<u>ESTRUTURAS "B"</u> (T.Básica + Ext. 6,0 + Pés 1,5m e 9,0m)	COMB. B1	COMB. B2	COMB. B3	COMB. B4	COMB. B5	COMB. B6
<u>ESTRUTURAS "B"</u> (T.Básica + Ext. 12,0 + Pés 1,5m e 9,0m)	COMB. C1	COMB. C2	COMB. C3	COMB. C4	COMB. C5	COMB. C6

Fonte: Adaptado do memorial de cálculo da estrutura.

Abaixo encontra-se os parâmetros das Hipóteses de Cargas, relacionadas as cargas de vento, cargas de rupturas de para-raio e cabos condutor, além de outras cargas atuantes na torre, esses dados encontram-se detalhados e descritos na memória de cálculo fornecida pela projetista da torre:

Hipótese 1: vento máximo transversal

Hipótese 2: vento máximo longitudinal

Hipótese 3: vento máximo atuando a 45°

Hipótese 4: vento máximo atuando a 60°

Hipótese 5: vento máximo atuando a 75°

Hipótese 6: vento de alta intensidade transversal

Hipótese 7: vento de alta intensidade longitudinal

Hipótese 8: vento de alta intensidade atuando a 45°

Hipótese 9: vento de alta intensidade atuando a 60°

Hipótese 10: vento de alta intensidade atuando a 75°

Hipótese 11: ruptura de pára-raios

Hipótese 12: ruptura de cabo condutor

Hipótese 13: construção / manutenção

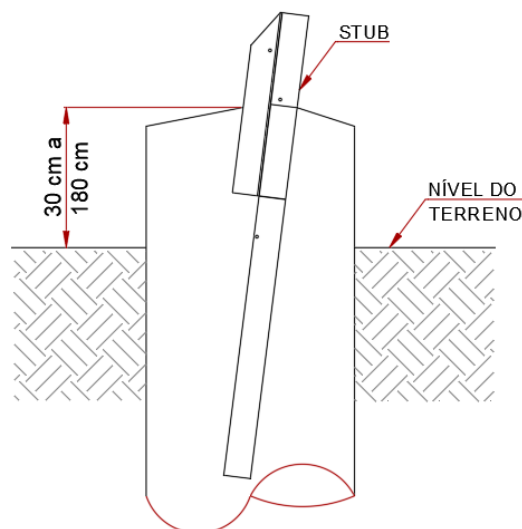
Hipótese 14: contenção de cascata

3.5 Considerações gerais para o cálculo das fundações

O dimensionamento das fundações típicas deve levar em conta as variações nas alturas do fuste, adaptando-se às condições específicas do terreno ao longo da linha. Essas diferenças de comprimento são necessárias para atender as particularidades como, desníveis entre as pernas da torre e a proteção do *stub* contra a elevação do nível d'água (NA). Dessa forma, foram estabelecidos neste estudo afloramentos das fundações em relação ao solo, variando entre 30 cm e 180 cm (figura 18).

Essa variação no fuste resulta em diferentes pesos próprios das fundações, sendo necessário considerar os valores máximo e mínimo para garantir a segurança em situações críticas. Na análise de compressão do solo, adota-se o valor máximo de peso da fundação, pois este não apenas intensifica a solicitação vertical sobre o terreno, como também aumenta o momento gerado pelas ações horizontais, devido ao maior braço de alavanca. Por outro lado, na verificação ao arrancamento, considera-se o peso mínimo da fundação, representando a situação mais desfavorável, garantindo a segurança da estrutura mesmo com a menor contribuição do peso próprio.

Figura 18 – Variação de afloramento do fuste



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

3.6 Método de cálculo para dimensionamento geotécnico de sapatas

A sapata dimensionada será de base quadrada e o cálculo utilizado seguirá o seguinte Método (A simbologia das fórmulas descritas a seguir, encontram-se abaixo das formulas ou detalhada na Lista de Símbolos (ver página 8)):

3.6.1 Verificação à compressão

Conforme apresentado no item 2.8.1, a determinação da tensão de ruptura do solo foi realizada com base no modelo teórico desenvolvido por Terzaghi.

A partir desse valor, obteve-se a tensão admissível (σ_{adm}) mediante a aplicação de um fator de segurança igual a 3, conforme equação abaixo:

$$\sigma_{adm} = \frac{cNcSc + 0,5\gamma AN\gamma S\gamma + qNqSq}{3}$$

Onde:

c = coesão;

N_c, N_γ, N_q = fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito;

S_c, S_γ e S_q = fatores de forma;

γ = peso específico do solo

B = menor dimensão da fundação.

As tensões médias admissíveis (σ_{adm}) e a tensão de borda σ_{borda} (Flexo Compressão) são as verificações que são feitas em relação à compressão do solo. A tensão de cálculo de compressão (σ_{calc}) deve ser menor ou igual à pressão admissível do solo ao nível da base da sapata.

$$\sigma_{calc} = \frac{1,2C + 1,1(P_{fM} + P_s)}{A^2} \leq \sigma_{adm}$$

Quando a carga vertical está aplicada dentro do núcleo central de inércia e a base da sapata estiver totalmente comprimida, a tensão de borda σ_{borda} , é calculada através da equação abaixo:

$$\sigma_{borda} = \frac{1,2C + 1,1(P_{fM} + Ps)}{A^2}$$

Já para as hipóteses que provoquem pelo menos 50% da base comprimida, a verificação será feita conforme a seguinte equação:

$$\sigma_{borda} = k \left[\frac{1,2C + 1,1(P_{fM} + Ps)}{A^2} \right]$$

Sendo k o coeficiente adquirido do cálculo das excentricidades relativas e_x e e_y , como indicado nas equações abaixo:

$$e_x = \frac{1,2xMx}{C + (P_{fM} + Ps)}$$

$$e_y = \frac{1,2xMy}{C + (P_{fM} + Ps)}$$

A validação da verificação da tensão de borda σ_{borda} é satisfeita quando:

$$\sigma_{borda} \leq \sigma_{adm}$$

Sendo:

k = coeficiente adquirido em função de $\frac{e_x}{A}$ e $\frac{e_y}{A}$;

e_x = excentricidade na direção x;

e_y = excentricidade na direção y;

3.6.2 Verificação ao tombamento

A verificação ao tombamento da sapata será satisfeita pela equação a seguir:

$$0,111 = \frac{1}{9} \geq e_{resultante} = \frac{(e_x + e_y)^2}{A^2}$$

Já a verificação ao deslizamento utilizou-se a equação abaixo:

$$1,5 \leq \frac{(C + P_{fM} + P_s) \tan \varphi}{H}$$

Sendo:

C = esforço de compressão;

P_{fM} = peso próprio mínimo da fundação;

P_s = peso do solo sobre a fundação;

φ = ângulo de atrito interno,

A = largura da base da fundação;

H = esforço transversal.

3.6.3 Verificação ao arrancamento

A resistência ao arrancamento será verificada pelo Método de Grenoble descrito no item 2.8.3, adotando os requisitos específicos para o dimensionamento de sapatas e o tipo de solo empregado:

$$Q_{rt} = p \cdot D \cdot [c \cdot M_c + \gamma' \cdot D(M_\varphi + M_y) + q_0 \cdot M_q] + P_{mf} + P_s$$

A verificação será dada como satisfeita pela equação:

$$1,5 \leq \frac{Q_{rt}}{T}$$

Onde:

T = esforço de tração;

p = perímetro da sapata;

D = profundidade de assentamento;

c = coesão do solo;

γ' = peso específico efetivo do solo;

q_0 = sobrecarga uniforme;

M_c ; $(M_\varphi + M_y)$; M_q = coeficientes de capacidade de carga à tração.

3.7 Método de cálculo para dimensionamento geotécnico dos tubulões

O tubulão dimensionado terá sua base alargada e o cálculo utilizado seguirá o seguinte Método (A simbologia das fórmulas descritas a seguir, encontram-se abaixo das formulas ou detalhada na Lista de Símbolos (ver página 8)):

3.7.1 Verificação a compressão

Conforme apresentado no item 2.8.1, a determinação da tensão de ruptura do solo foi realizada com base no modelo teórico desenvolvido por Terzaghi.

A partir desse valor, obteve-se a tensão admissível (σ_{adm}) mediante a aplicação de um fator de segurança igual a 3, conforme equação abaixo:

$$\sigma_{adm} = \frac{cN_cS_c + 0,5\gamma AN_\gamma S_\gamma + qN_qS_q}{3}$$

Onde:

c = coesão;

N_c, N_γ, N_q = fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito;

S_c, S_γ e S_q = fatores de forma;

γ = peso específico do solo

B = menor dimensão da fundação.

A tensão de cálculo de compressão deve ser menor ou igual à pressão admissível do solo ao nível da base do tubulão, como indicado na equação a seguir:

$$\sigma_{calc} = \frac{1,2C + 1,1Pf - (\pi \times D \times Lf \times \tau)}{\frac{\pi D_b^2}{4}} \leq \sigma_{adm}$$

3.7.2 Verificação ao tombamento

A verificação é realizada pelo cálculo do comprimento mínimo do tubulão através da hipótese básica abaixo, obtida pela Metodologia de Broms para solos arenosos descrito no item 2.8.2.

$$K_p = \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)^2$$

$$M_d = 1,2 (T_h \text{ ou } C_h) \times H$$

$$M_r = 0,5 \times \gamma \times D \times (L_f + L_b + L_a)^3 \times K_p \geq 1,5 M_d$$

Onde:

K_p = coeficiente de empuxo passivo

ϕ = ângulo de atrito interno

T_h ou C_h = Esforço horizontal de tração e Compressão

H = Altura de aplicação da carga horizontal em relação ao topo do fuste

γ = peso específico do solo

D = Diâmetro do fuste do tubulão

L_f = comprimento enterrado do tubulão

L_b = altura da base

L_a = altura da base trovo-cônica

O momento resistente do solo deve ser, no mínimo, 1,5 vezes maior que o momento solicitante (M_d), atendendo ao fator de segurança recomendado.

3.7.3 Verificação ao arrancamento

O ângulo de ruptura de cálculo (λ) considerado na verificação ao arrancamento é aquele formado entre a base da fundação e a superfície de ruptura do solo. Para estacas e tubulões sem base, este ângulo costuma ser adotado como $-\phi/8$, independentemente do tipo de solo utilizado.

Para o tubulão, o ângulo de ruptura de cálculo (λ) é $-\phi/8$, sendo os coeficientes de capacidade de carga determinados com base nas equações do método de Grenoble, conforme descrito no item 2.8.3.

$$Q_{rt} = pD [cM_c + \gamma_{\phi}]D(M_\phi + M_\gamma) + q_0M_q + P$$

A capacidade de carga a tração (Q_{rt}) do tubulão, deve ser maior ou igual à 1,5 vezes a tração máxima de cálculo, conforme equação:

$$1,5 \leq \left(\frac{Q_{rt}}{T} \right)$$

Para tubulões com base, a verificação considera a competência do solo. Conforme detalhado no item 2.8.3, a condição de segurança é satisfeita se a equação acima for atendida.

4 RESULTADOS

4.1 Classificação do Solo

As análises dos relatórios de sondagens demonstraram significativa variação no perfil dos solos, divididos por trechos: em alguns, há solos rasos com camadas de boa competência, apresentando NSPT mais elevado nos primeiros metros de sondagem; em outros ocorrem solos profundos com camadas de baixa competência nos primeiros 5 metros. Além disso, as investigações do subsolo revelam a predominância de solo arenoso.

Com base nos dados obtidos por meio das sondagens e ensaios de campo realizados, adotou-se uma classificação dos solos em três faixas, baseado na metodologia proposta por FURNAS (2003). Para o estudo proposto, foi utilizado os tipos de solos I, II e III, definidos como: Classe I (solos de boa competência), Classe II (solos de desempenho médio) e Classe III (solos de baixa competência), conforme especificado na tabela abaixo.

Tabela 5 - Parâmetros geotécnicos

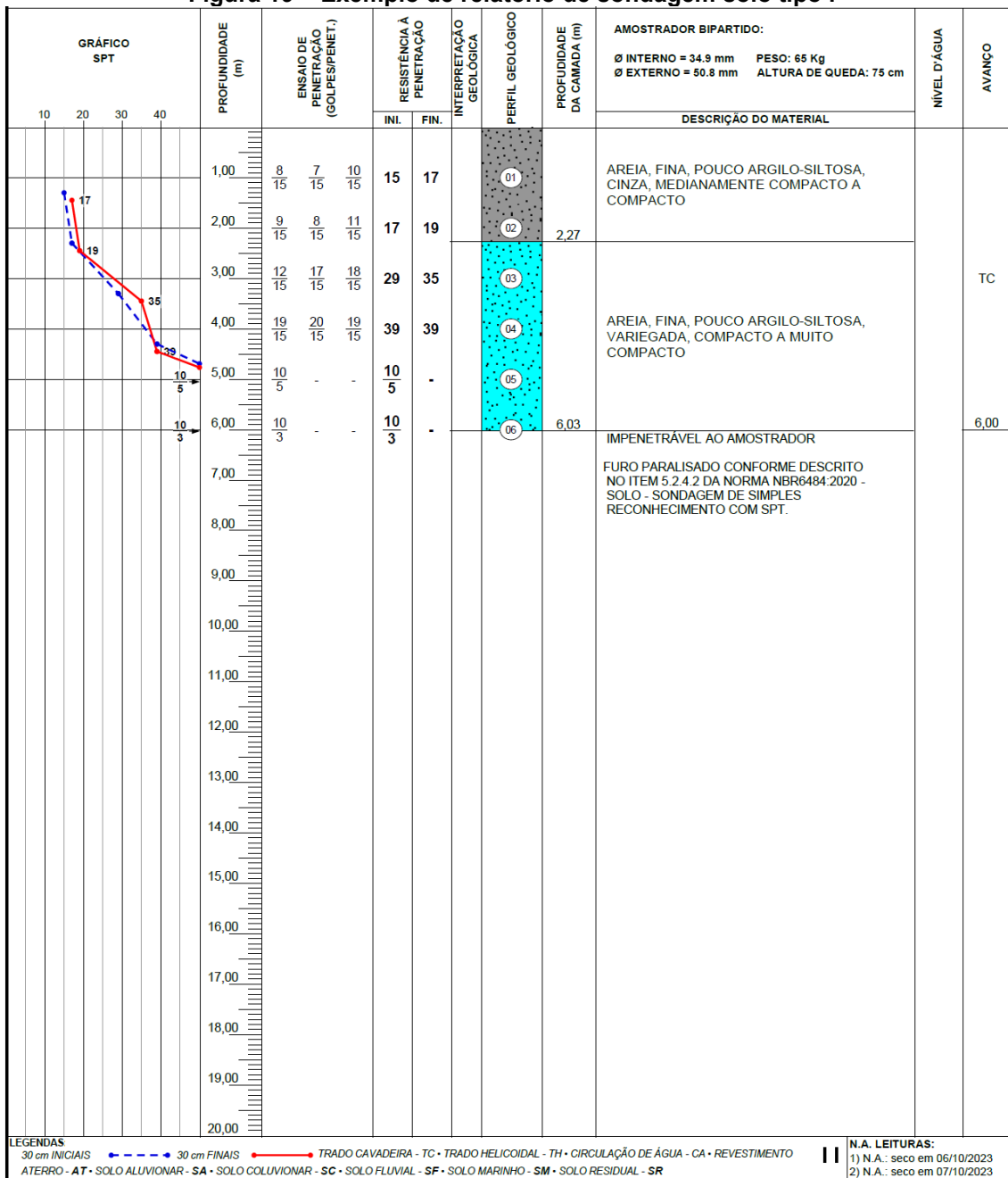
Tipo de Solo	NSPT	Coesão c [kN/m ²]	Ângulo de atrito φ [°]	Peso específico γ [kN/m ³]	Tensão Admissível σ [kN/m ²]	Adesão Solo-Cimento μ [kN/m ²]
I	$N \geq 15$	10	32	17	300	30
II	$10 \leq N \leq 14$	7	28	15	200	20
III	$5 \leq N \leq 9$	4	24	13	100	15

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

As fundações previstas para a linha de transmissão analisada contemplam tanto fundações profundas quanto rasas. A seleção entre esses tipos distintos de fundação busca atender às variações de profundidade identificadas nos pontos de implantação das torres ao longo do traçado da LT. Para as torres localizadas em solos classificados como tipo II e III, adotou-se o uso de tubulões, caracterizando fundações profundas. Já nas regiões onde a escavação necessária inviabiliza a execução de tubulões, optou-se pela utilização de sapatas, especialmente em solos do tipo I.

Nos casos em que o solo é do tipo I, as fundações são projetadas para locais onde há evidência de solo residual jovem ou suficientemente desenvolvido. Tais solos apresentam um perfil raso de sondagem, com camadas superiores exibindo valores elevados de NSPT, o que indica boa capacidade de suporte. A Figura 19 apresenta um exemplo de sondagem à percussão realizada na linha de transmissão em estudo, evidenciando essas características.

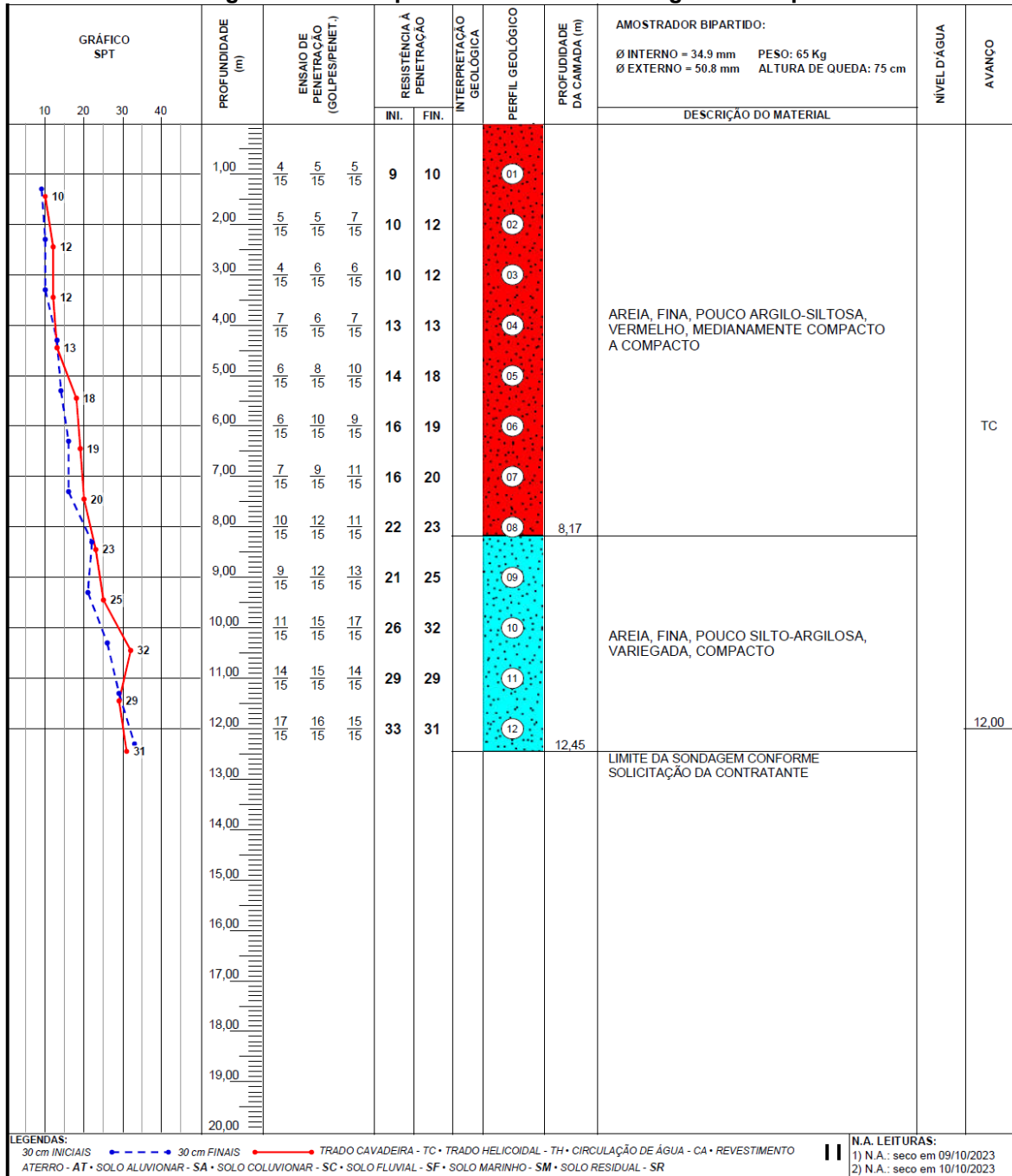
Figura 19 – Exemplo de relatório de sondagem solo tipo I



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

As fundações destinadas a solos classificados como tipo II são dimensionadas para terrenos que apresentam características intermediárias entre os tipos I e III, com resistência à penetração crescente com a profundidade, conforme a Figura 20.

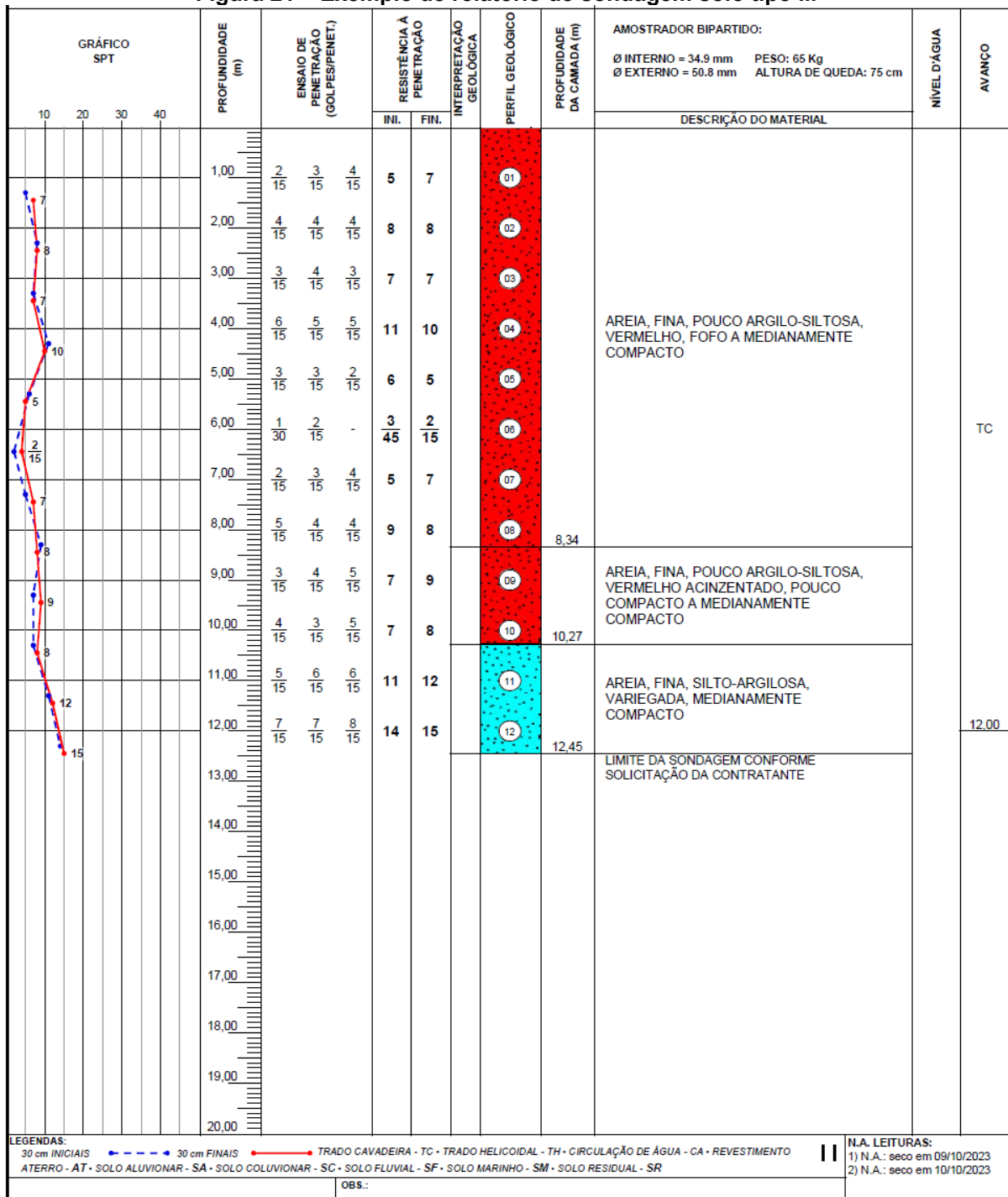
Figura 20 – Exemplo de relatório de sondagem solo tipo II



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Já as fundações para solos do tipo III são destinadas a locais sujeitos a alagamentos em períodos de cheia de corpos hídricos, brejos ou áreas próximas a taludes. Essa classe de solos apresenta perfil profundo, com camadas iniciais de baixa resistência, conforme figura 21.

Figura 21 – Exemplo de relatório de sondagem solo tipo III



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.2 Dimensionamento Geotécnico das Sapatas

O projeto das sapatas foi elaborado com base nas hipóteses de carregamento aplicadas nos eixos locais, levando em consideração a inclinação do fuste determinada pelo modelo do *stub* de cada torre. Quando o esforço vertical apresenta valor positivo, caracteriza-se uma situação de flexo-tração atuando sobre a fundação. Já nos casos em que esse esforço é negativo, a solicitação corresponde à flexo-compressão. O esforço horizontal é calculado a partir da resultante vetorial entre os componentes transversal e longitudinal, os quais estão associados à direção das cargas ao longo do traçado da linha de transmissão.

Para o dimensionamento das sapatas foram utilizadas as hipóteses com os maiores valores críticos de carregamento aplicados nos eixos locais da torre analisada, retirados da memória de cálculo da estrutura, fornecido previamente pela projetista da torre, a descrição das combinações das hipóteses se encontra detalhada no item 3.4. Ressalta-se que os valores indicados ainda não contemplam o fator de majoração de 1,2.

Tabela 6 – Resumo de cargas no eixo local

Hipótese de carregamento	Vertical (kN)	Transversal (kN)	Longitudinal (kN)	Horizontal (kN)
C4 5	-350,86	21,17	7,06	22,32
C4 9R	-262,46	26,41	17,04	31,43
C4 8	-280,45	23,40	23,38	33,08
C4 8R	-264,60	23,67	23,48	33,34
C5 5R	285,51	20,28	6,86	21,41
C6 9I	194,89	26,01	17,01	31,08
C6 7	71,06	2,98	24,96	25,14
C6 8I	197,02	23,26	23,45	33,03

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para a execução dos cálculos de dimensionamento geotécnico das sapatas, foram inicialmente adotadas dimensões para a geometria da base e do fuste. A partir dessa arbitragem, procederam-se às verificações necessárias quanto à capacidade de carga do solo, incluindo as análises de compressão, tombamento e

arrancamento. O processo foi conduzido com sucessivos ajustes nas dimensões, até que todas as verificações fossem plenamente atendidas.

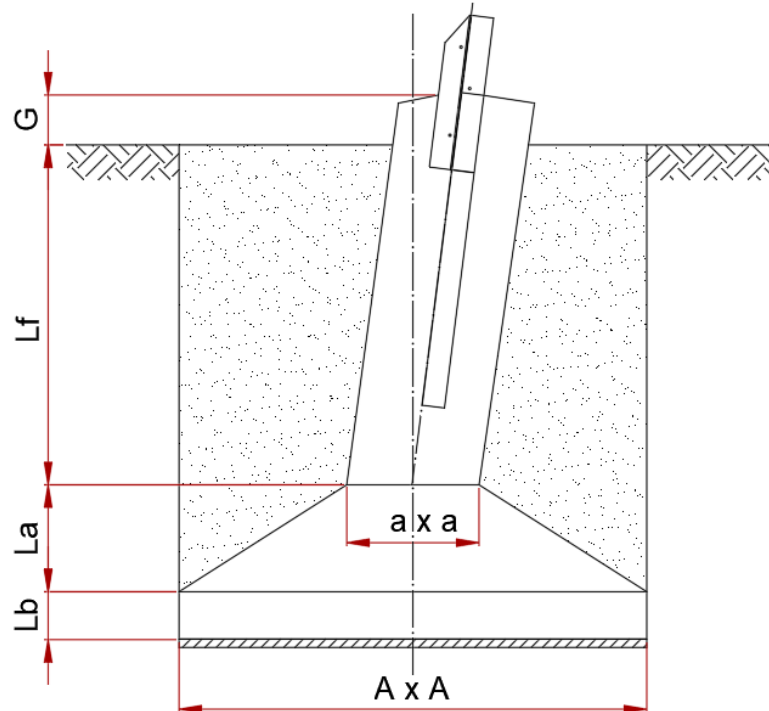
A tabela 7, apresenta as dimensões finais da sapata projetada para as torres do tipo autoportante (Figura 22).

Tabela 7 – Geometria das sapatas

A (m)	a (m)	La (m)	Lb (m)	Lf (m)	G (m)
2,40	0,60	0,40	0,20	1,70	0,30 a 1,80

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Figura 22 – Esquemático das dimensões das sapatas



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Legenda:

A = dimensões da base

a = dimensões do fuste

G = afloramento do fuste

L = profundidade da sapata

La = altura do tronco piramidal

Lb = altura da base

Lf = comprimento enterrado do fuste

O peso próprio da fundação foi calculado através do peso específico do solo, juntamente com os dados estimados da geometria da sapata (tabela 7) e das variações de peso próprio (tabela 8), A justificativa dessas variações está nas considerações gerais do item 3.5.

Tabela 8 – Pesos próprios da fundação

Variáveis	
P_{fm} = peso da fundação com fuste máximo (G=180 cm)	85,50 kN
P_{fm} = peso da fundação com fuste mínimo (G=30 cm)	72,00 kN
P_s = peso de solo sobre a fundação	178,09 kN

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A tabela 9 apresenta os dados gerais de entrada para as verificações de compressão, tombamento e tensão de borda para sapatas dimensionadas considerando os parâmetros de solo do tipo I que podem ser encontrados na Tabela 5 do item 4.1.

Tabela 9 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnico para sapata

	Hipótese C4 5	Hipótese C4 9R	Hipótese C4 8	Hipótese C4 8R
1,2C+1,1(P_{fm} +P_S) (kN)	710,98	604,90	626,49	607,47
M_x (kN.m)	34,29	82,95	113,75	114,29
M_y (kN.m)	102,83	128,56	113,85	115,21
e_x (m)	0,05	0,14	0,18	0,19
e_y (m)	0,14	0,21	0,18	0,19
e_x / A	0,02	0,06	0,08	0,08
e_y / A	0,06	0,09	0,08	0,08
Zona Aplicação	Zona 1	Zona 1	Zona 1	Zona 1
k	-	-	-	-

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.2.1 Cálculo da tensão admissível

Método de Terzaghi

Para a determinação da tensão admissível de fundações em solos do tipo I, utilizou-se o método proposto por Terzaghi, considerando os parâmetros específicos descritos na tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros adotados pelo método de Terzaghi

(Lf+La+Lb) (m)	Coesão (kN/m²)	γ (kN/m³)	$q = \gamma \cdot L$ (kN/m²)	φ (°)	A (m)
2,3	10	17	39,1	32	2,4

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Os fatores de carga e forma foram obtidos com base nas dimensões da fundação e no ângulo de atrito interno do solo. A Tabela 11 apresenta os valores considerados para o solo tipo I.

Tabela 11 – Fatores de carga e forma pelo método de Terzaghi

Fatores de Carga			Fatores de Forma		
Nc	Ny	Nq	Sc	Sy	Sq
34,97	29,81	22,85	1,65	0,6	1,62

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A tabela 12 apresenta os valores calculados para a tensão admissível e para a tensão de ruptura em sapatas apoiadas sobre solo tipo I, com base nos parâmetros previamente apresentados. A tensão admissível foi determinada a partir da tensão de ruptura, dividida por um fator de segurança global. No caso das sapatas, foi adotado um coeficiente de segurança igual a 3,0.

Tabela 12 – Tensão admissível e de ruptura para sapatas pelo método de Terzaghi

Tensão de Ruptura (σ_r):	2389,24 kN/m ²
Tensão Admissível (σ_{adm}):	796,41 kN/m ²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.2.2 Verificação a compressão

A Tabela 13 apresenta os resultados referentes à verificação da compressão do solo, incluindo a avaliação da tensão de borda das sapatas em solo tipo I.

Tabela 13 – Verificação à compressão do solo e compressão de borda no solo

σ_{adm}	796,41 kN/m ²
σ_{calc}	123,43 kN/m ²
σ_{borda}	123,43 kN/m ²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.2.3 Verificação ao tombamento

A verificação quanto ao tombamento da sapata para solos tipo I, é apresentada na tabela abaixo:

Tabela 14 – Verificação ao tombamento

e_x / A	0,02
e_y / A	0,06
$e_{resultante}$	0,06

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.2.4 Verificação ao deslizamento

Os dados referentes à verificação do deslizamento das sapatas sobre solo classificado como tipo I encontram-se detalhados na Tabela 15.

Tabela 15 – Verificação ao deslizamento

Deslizamento	FS	18,61
---------------------	-----------	--------------

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.2.5 Verificação ao arrancamento

Os dados utilizados para a verificação da resistência ao arrancamento das sapatas em solo do tipo I são apresentados na tabela seguinte.

Tabela 16 – Dados de entrada para verificação do arrancamento das sapatas

D (m)	Dc (m)	Pb (m)	Re (m)	Mγ	λ (°)	D/R
2,10	4,50	9,60	1,53	0,40	-8,00	1,37

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para a análise da verificação ao arrancamento (Tabela 17), foi considerada a hipótese C5 5R retirada do resumo de cargas fornecido pela projetista da torre (tabela 6), que apresenta carregamento crítico a tração.

Tabela 17 – Verificação ao arrancamento

Q_{rt} (kN)	T (kN)	Q_{rt}/T (kN)
532,96	342,61	1,56

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.3 Dimensionamento Geotécnico dos tubulões

O dimensionamento dos tubulões foi realizado com base nas hipóteses de carregamento nos eixos globais. Quando o esforço vertical possui valor positivo, a fundação está sujeita à sollicitação de flexo-tração. Por outro lado, quando o valor é negativo, indicam a atuação de flexo-compressão. O esforço horizontal é obtido pela resultante vetorial entre os esforços transversal e longitudinal, os quais estão vinculados à direção das sollicitações impostas ao longo do traçado da linha de transmissão. A tabela 18 indica os carregamentos críticos nos eixos globais da torre de estudo, retirados da memória de cálculo da estrutura, fornecido previamente pela projetista da torre, a descrição das combinações das hipóteses se encontra detalhada no item 3.4. Lembrando que os valores apresentados ainda não incluem o fator de majoração de 1,2.

Tabela 18 – Resumo de cargas no eixo global

Hipótese de carregamento	Vertical (kN)	Transversal (kN)	Longitudinal (kN)	Horizontal (kN)
C4 5	345,50	64,36	50,24	81,65
C4 4	-345,04	58,30	56,87	86,31
C4 3	-308,57	58,30	58,18	82,36
B4 4	-319,51	57,40	51,27	76,96
C5 5R	281,15	55,42	42,00	69,54
C6 4RI	278,50	56,21	48,52	74,25
C5 3R	244,22	49,43	49,87	70,22
C5 4R	280,70	56,03	48,60	74,17

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para a execução dos cálculos de dimensionamento geotécnico dos tubulões, foram inicialmente adotadas dimensões para a geometria da base e do fuste. A partir dessa arbitragem, procederam-se às verificações necessárias quanto à capacidade de carga do solo, incluindo as análises de compressão, tombamento e arrancamento. O processo foi conduzido com sucessivos ajustes nas dimensões, até que todas as verificações fossem plenamente atendidas.

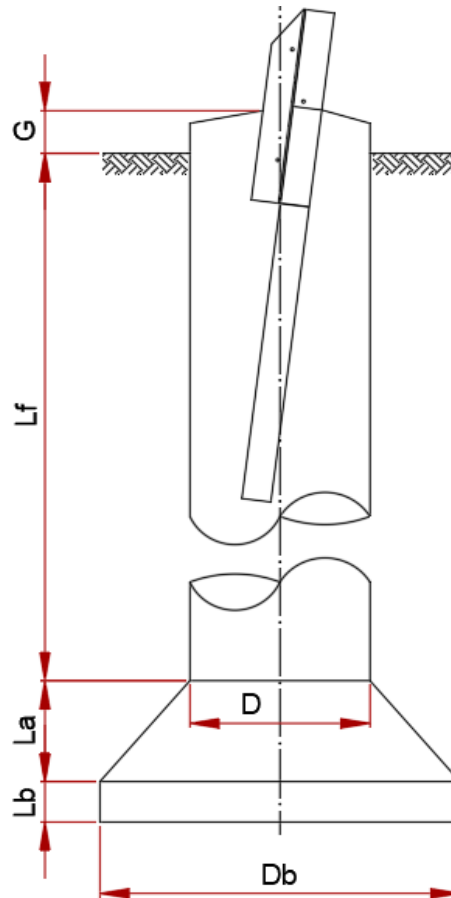
A seguir, são apresentadas as dimensões do tubulão projetado para as torres dos tipos autoportante, considerando as características dos solos tipo II e III.

Tabela 19 – Geometria dos tubulões

	D (m)	Db (m)	La (m)	Lb (m)	Lf (m)	G (m)
SOLO II	1,00	2,00	0,70	0,20	2,50	0,30 a 1,80
SOLOIII	1,00	2,00	0,70	0,20	2,80	0,30 a 1,80

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Figura 23 – Esquemático das dimensões dos tubulões



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Legenda:

D = diâmetro do fuste

Db = diâmetro da base

G = afloramento do fuste

Lf = comprimento enterrado do tubulão

Lb = altura da base

La = altura da base trapezoidal

L = profundidade do tubulão

O peso próprio da fundação foi calculado através do peso específico do solo, juntamente com os dados estimados da geometria do tubulão (tabela 19) e das variações de peso próprio (tabela 20), A justificativa dessas variações está nas considerações gerais do item 3.5.

Tabela 20 – Pesos próprios da fundação

Variáveis	SOLO II	SOLO III
P_{fm} = peso da fundação com fuste máximo (G=180 cm)	132,14 kN	138,03 kN
P_{fm} = peso da fundação com fuste mínimo (G=30 cm)	102,70 kN	108,59 kN
P_s = peso de solo sobre a fundação	102,05 kN	97,63 kN

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.3.1 Cálculo da tensão admissível

Método de Terzaghi

Para o cálculo da tensão admissível em fundações aplicadas a solos classificados como tipo II e III, utilizou-se o método proposto por Terzaghi. Os parâmetros adotados para essa análise estão descritos a seguir.

Tabela 21 – Parâmetros utilizados pelo método de Terzaghi

	(Lf+La+Lb) (m)	Coesão (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	$q = \gamma \cdot L$ (kN/m ²)	φ (°)
SOLO II	3,40	7	15	51	28
SOLO III	3,70	4	13	48,1	24

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Os fatores de carga e forma foram definidos com base nas dimensões da fundação e no ângulo de atrito interno do solo. A Tabela 22 apresenta os valores adotados para solos dos tipos II e III.

Tabela 22 – Fatores de carga e forma pelo método de Terzaghi

	Fatores de Carga			Fatores de Forma		
	N_c	N_γ	N_q	S_c	S_γ	S_q
SOLO II	25,47	16,53	14,54	1,57	0,60	1,53
SOLO III	19,11	9,36	9,51	1,50	0,60	1,45

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Os resultados referentes à tensão admissível e à tensão de ruptura dos tubulões em solos classificados como tipo II e III estão apresentados na Tabela 21. A

determinação da tensão admissível foi realizada a partir da aplicação de um fator de segurança sobre a tensão de ruptura obtida.

Tabela 23 – Tensão admissível para tubulões pelo método de Terzaghi

	SOLO II	SOLO III
Tensão de Ruptura	2882,77 kN/m ²	1498,50 kN/m ²
Tensão Admissível	960,92 kN/m ²	499,50 kN/m ²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.3.2 Verificação a compressão

A Tabela 24 apresenta a verificação da solicitação de compressão para os tubulões, considerando a hipótese de carga C4 5, que corresponde à situação mais crítica do carregamento a compressão.

Tabela 24 – Verificação à compressão do solo

	SOLO II	SOLO III
σ_{adm}	960,92 kN/m ²	499,50 kN/m ²
σ_{calc}	172,65 kN/m ²	172,82 kN/m ²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.3.3 Verificação ao tombamento

A seguir, na Tabela 25, são apresentados os resultados da análise de estabilidade ao tombamento dos tubulões assentados em solos dos tipos II e III.

Tabela 25 – Verificação ao tombamento

	SOLO II	SOLO III
Kp	2,77	2,37
Md	509,48	493,97
Mr	294,78	329,24
Mr x Kp	816,49	780,70
1,5 x Md	764,22	740,95

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.3.4 Verificação ao arrancamento

A seguir, verificação ao tombamento dos tubulões. A hipótese de carregamento C4 5, retirada do resumo de cargas fornecido pela projetista da torre (tabela 18), apresenta a carga crítica para o arrancamento das fundações.

Tabela 26 – Dados de entrada para verificação do arrancamento dos tubulões

	Pfm (kN)	m	M	Mc	Mq	(M ϕ +M γ)	L'f	(Sb-Sf)
SOLO II	102,70	0,82	10,40	0,79	0,54	0,25	2,9	2,36
SOLO III	108,59	0,82	11,17	0,85	0,51	0,22	3,2	2,36

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para as verificações ao arrancamento foi considerada a hipótese C4 5, que apresenta carregamento crítico a tração.

Tabela 27 – Verificação ao arrancamento

	Qrt (base) (kN)	Qrt (fuste) (kN)	Qrt (kN)	T (kN)	Qrt/T (kN)
SOLO II	605,41	147,83	855,95	414,6	2,06
SOLO III	480,74	120,94	710,27	414,6	1,71

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.4 Resumo das Verificações Geotécnicas

A fim de facilitar a compreensão dos resultados obtidos nas etapas de verificação geotécnica, apresenta-se a seguir quadros resumo com os principais valores e conclusões do dimensionamento das fundações em sapata e tubulão, adotadas para as torres autoportantes da linha de transmissão em estudo. As verificações foram realizadas considerando os esforços mais críticos de compressão, tombamento e arrancamento, para cada tipo de fundação e de solo.

Os resultados demonstram que todas as fundações atendem aos requisitos de segurança estabelecidos, comprovando a eficiência das soluções adotadas.

Tabela 28 – Resumo das verificações geotécnicas da Sapata para Solo I

Fundação	Solo	Verificação	Resultado Numérico	Validação	Situação
Sapata	Tipo I	Compressão	$\sigma_{calc} = 123,43 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{adm} = 796,41 \text{ kN/m}^2$	$(\sigma_{calc} \leq \sigma_{adm})$	OK
		Tombamento	$e = 0,06$	$0,111 \geq e_{resultante}$	OK
		Deslizamento	F.S. = 18,61	$1,5 \leq FS$	OK
		Arrancamento	$Q_{tr}/T = 1,56$	$1,5 \leq Q_{tr}/T$	OK

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Tabela 29 – Resumo das verificações geotécnicas do Tubulão para Solo II

Fundação	Solo	Verificação	Resultado Numérico	Validação	Situação
Tubulão	Tipo II	Compressão	$\sigma_{calc} = 172,65 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{adm} = 960,92 \text{ kN/m}^2$	$(\sigma_{calc} \leq \sigma_{adm})$	OK
		Tombamento	$M_r \times K_p = 816,49$ $1,5 \times M_d = 764,22$	$M_r \times K_p \geq 1,5 \times M_d$	OK
		Arrancamento	$Q_{tr}/T = 2,06$	$1,5 \leq Q_{tr}/T$	OK

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Tabela 30 – Resumo das verificações geotécnicas do Tubulão para Solo III

Fundação	Solo	Verificação	Resultado Numérico	Validação	Situação
Tubulão	Tipo III	Compressão	$\sigma_{calc} = 142,82 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{adm} = 499,50 \text{ kN/m}^2$	$(\sigma_{calc} \leq \sigma_{adm})$	OK
		Tombamento	$M_r \times K_p = 780,70$ $1,5 \times M_d = 740,95$	$M_r \times K_p \geq 1,5 \times M_d$	OK
		Arrancamento	$Q_{tr}/T = 1,71$	$1,5 \leq Q_{tr}/T$	OK

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.5 Quantitativo dos materiais

Esta seção apresenta a estimativa dos volumes de materiais necessários para a execução das fundações em sapatas e tubulões, conforme os parâmetros adotados no dimensionamento geotécnico desenvolvido neste trabalho. Os quantitativos foram calculados com base nas dimensões projetadas para cada fundação e os tipos de solo encontrados ao longo do traçado da linha de transmissão.

As sapatas foram dimensionadas para implantação em locais com solos classificados como Tipo I, adotando-se altura de fuste de até 1,80 m. Para sua execução, prevê-se uma camada regularizadora de 5 cm em concreto magro na base das escavações, conforme estabelece a NBR 6122:2022.

Já os tubulões foram empregados em regiões com solos do Tipos II e III, igualmente considerando fuste com altura máxima de 1,80 m.

Tabela 31 – Quantitativo de materiais para Sapata Solo I

Materiais	Volume (m³)
Concreto	3,15
Concreto magro	0,29
Escavação	13,54
Reaterro	10,48

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Tabela 32 – Quantitativo de materiais para Tubulão Solo II e III

Materiais	SOLO II	SOLO III
	Volume (m³)	Volume (m³)
Concreto	4,70	4,93
Escavação	3,87	4,11

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo principal o dimensionamento de fundações em sapatas e tubulões para torres autoportantes de uma linha de transmissão de energia elétrica.

A metodologia adotada envolveu a análise das características do subsolo por meio de ensaios de Sondagem à Percussão (SPT), a classificação dos solos e o emprego dos métodos normativos para cálculo da capacidade de carga e verificação da estabilidade das fundações. As análises permitiram alcançar todos os objetivos propostos inicialmente, fornecendo um embasamento técnico adequado para as decisões de projeto.

Com base nos resultados obtidos, foi possível classificar os solos em diferentes níveis de competência, o que orientou a escolha das tipologias de fundação mais apropriadas para cada situação. Em regiões onde os solos foram classificados como Classe I, optou-se por fundações rasas do tipo sapata. Para solos classificados como Classes II e III, devido à menor resistência superficial, foram adotadas fundações profundas do tipo tubulão.

O projeto foi elaborado levando em consideração os esforços de compressão, arrancamento e tombamento. As análises realizadas permitiram observar que o comportamento das fundações está diretamente associado às características geotécnicas do solo, às tipologias das torres e às solicitações transmitidas pela superestrutura. A partir das análises de capacidade de carga, verificou-se que, em solos de melhor competência, o esforço de arrancamento se tornou determinante no dimensionamento das fundações. Por outro lado, em solos menos resistentes, as verificações à compressão assumiram papel mais relevante na definição das dimensões dos elementos.

No tocante à verificação de tensões admissíveis, observou-se que as fundações projetadas atenderam satisfatoriamente aos critérios. Os resultados demonstraram que as tensões de cálculo se mantiveram dentro dos limites estabelecidos para cada tipo de solo, evidenciando que os coeficientes de segurança adotados foram suficientes para garantir a estabilidade das estruturas. Além disso, as análises de tombamento e arrancamento foram conduzidas de forma coerente, assegurando que os momentos estabilizadores superassem os momentos de

tombamento e que a resistência à tração fosse superior à tração de cálculo multiplicada pelo fator de segurança.

Além das análises de capacidade de carga, foram realizadas verificações quanto à estabilidade das fundações frente aos esforços atuantes, tais como tombamento, arrancamento.

Para as sapatas implantadas em solo do Tipo I, o **arrancamento** configurou-se como a condição de verificação mais crítica do dimensionamento. O valor obtido para a relação entre a resistência última à tração e a tração de cálculo foi **$Q_{tr}/T = 1,56$** , valor que, apesar de atender ao critério normativo (mínimo de 1,5), evidenciou ser o limite mais próximo da condição de instabilidade. Essa predominância decorre do fato de que, embora a compressão do solo tenha apresentado desempenho amplamente satisfatório (**$\sigma_{calc} = 123,43 \text{ kN/m}^2$** contra **$\sigma_{adm} = 796,41 \text{ kN/m}^2$**), e os fatores de segurança ao tombamento (**$e = 0,06 < e_{resultante} = 0,111$**) e ao deslizamento (**$F.S. = 18,61 > 1,5$**) tenham se mostrado elevados, foi a resistência à tração do conjunto solo-fundação que efetivamente limitou o dimensionamento. Esse comportamento está diretamente associado às solicitações ascendentes provocadas pela ação combinada do vento sobre os cabos e da tração transmitida pela superestrutura, ressaltando a importância do peso próprio da fundação e do solo de reaterro como elementos estabilizadores.

No que se refere às fundações profundas, nos tubulões executados em solos classificados como Tipo II e III, verificou-se que os esforços de **arrancamento** e de **tombamento** assumiram papel dominante no dimensionamento, condicionando as dimensões e a profundidade de assentamento adotadas. No caso do Solo Tipo II, o arrancamento apresentou uma relação **$Q_{tr}/T = 2,06$** , superando de forma satisfatória o mínimo exigido (1,5), mas evidenciando a magnitude das forças de tração transmitidas pela torre. Já no Solo Tipo III, essa relação foi **$Q_{tr}/T = 1,71$** , indicando situação mais próxima do limite de segurança, o que reforça a relevância do arrancamento nesse tipo de fundação. Quanto ao tombamento, as verificações mostraram equilíbrio adequado entre os momentos estabilizadores e atuantes, sendo, por exemplo, para o Solo II, **$M_{rxKp} = 816,49 \text{ kNm}$** frente a **$1,5 \times M_d = 764,22 \text{ kNm}$** , garantindo a segurança estrutural. Situação semelhante foi observada no Solo III, com **$M_{rxKp} = 780,70 \text{ kNm}$** contra **$1,5 \times M_d = 740,95 \text{ kNm}$** , confirmando a suficiência das dimensões projetadas. Esses resultados destacam que, embora a compressão

vertical tenha apresentado ampla folga ($\sigma_{calc} = 172,65 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm} = 960,92 \text{ kN/m}^2$ no Solo II e $\sigma_{calc} = 142,82 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm} = 499,50 \text{ kN/m}^2$ no Solo III), foram os esforços de arrancamento e tombamento que governaram a estabilidade global das fundações e que a resistência à tração calculada a partir da interação solo-concreto foi satisfatória. Essa verificação é essencial para garantir que a fundação não sofra deslocamento vertical ascendente, especialmente em situações de ventos intensos ou esforços excepcionais. Além disso, o dimensionamento da base alargada dos tubulões demonstrou boa capacidade de distribuição de tensões ao solo de apoio.

Em termos acadêmicos, este trabalho contribui para o aprofundamento da compreensão sobre a interação entre fundações e o comportamento geotécnico dos solos em projetos de infraestrutura energética. A experiência adquirida permitiu consolidar os conhecimentos teóricos aprendidos ao longo do curso de Engenharia Civil, bem como desenvolver habilidades relacionadas à análise crítica de dados, tomada de decisão técnica e elaboração de projetos estruturais.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Para aprofundar o conhecimento sobre o tema, recomenda-se o desenvolvimento de estudos que explorem os seguintes aspectos:

- Dimensionamento estrutural de fundações de sapatas e tubulões para torres autoportantes de linha de transmissão
- Análise comparativa entre diferentes soluções de fundações (estacas, tubulões, sapatas e blocos ancorados);
- Desenvolvimento de ferramentas computacionais ou planilhas de apoio ao dimensionamento geotécnico específico para fundações de torres de transmissão.

REFERÊNCIAS

- AGUILERA, J. R. F. **Estruturas treliçadas esbeltas sob ação do vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2007.
- AMARAL, R. C. **Dimensionamento de fundações para torres metálicas de linhas de energia elétrica**. 2015. 157 p. Trabalho de conclusão de curso para obtenção de graduação no curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2015.
- ASHCAR, R. **Recomendações e informações técnicas sobre fundações de linhas de transmissão**. In: VIII ENCONTRO REGIONAL LATINOAMERICANO DO CIGRÉ, Ciudad del Este. Anais... Ciudad del Este: CIGRÉ, 1999.
- ASHCAR, R., **Economia nas Fundações de Torres Estaiadas em Linhas de Transmissão de 460 kV**. IX Encontro Regional Latino-Americano da Cigré, ERLAC. Ciudad del Leste, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5422: **Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica: Procedimento**. Rio de Janeiro, 2024. 58 p.
- _____. ABNT NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2023a. 242 p.
- _____. ABNT NBR 6122: **Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2022. 126 p.
- _____. ABNT NBR 16.230: **Inspeção de estruturas de concreto – qualificação e certificação pessoal - requisitos**. Rio de Janeiro, 2013. 25 p.
- _____. ABNT NBR 6484: **Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020. 32 p.
- AZEVEDO, Crystian Purcino Bernardes. **Fundações para linhas de transmissão: dimensionamento e execução**. Fundação Cultural de Minas Gerais, Belo Horizonte, 411 p., 2011.
- CHAVES, R. A. **Fundações de Torre de Linhas de Transmissão e de Telecomunicação**. 2004. 214 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. São Paulo: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 6ª edição, v. 1, 1989.
- DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforço Verticais de Tração**. 1983. 331 p. Tese (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, 1983.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6 ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Sistema brasileiro de classificação de solos. 2ed. Rio de Janeiro: EMBRAPA-SOLOS, 2006.

FUCHS, R. D. **Transmissão de energia elétrica**: Linhas Aéreas. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., v. I, 1977.

FURNAS. Especificação para elaboração de projetos de fundações de linhas de transmissão - EP 5029. [S.l.], p. 49. 2003.

GARCIA, O. D. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração**. Tese (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.

GONTIJO, C. R. **Contribuição a análise e projeto de torres autoportantes de linhas de transmissão**. Dissertação de mestrado. Pós-graduação em Engenharia de Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais, 1994.

HIGASHI, R. R. Metodologia de Uso e Ocupação dos Solos de Cidades Costeiras Brasileiras Através de SIG com Base no Comportamento Geotécnico e Ambiental. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2006.

MACIEL, A. J. S. **Proposição de metodologia para a estimativa da resistência lateral última de estacas e tubulões curto em solos argilosos**. 2006. 125 p. Tese (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

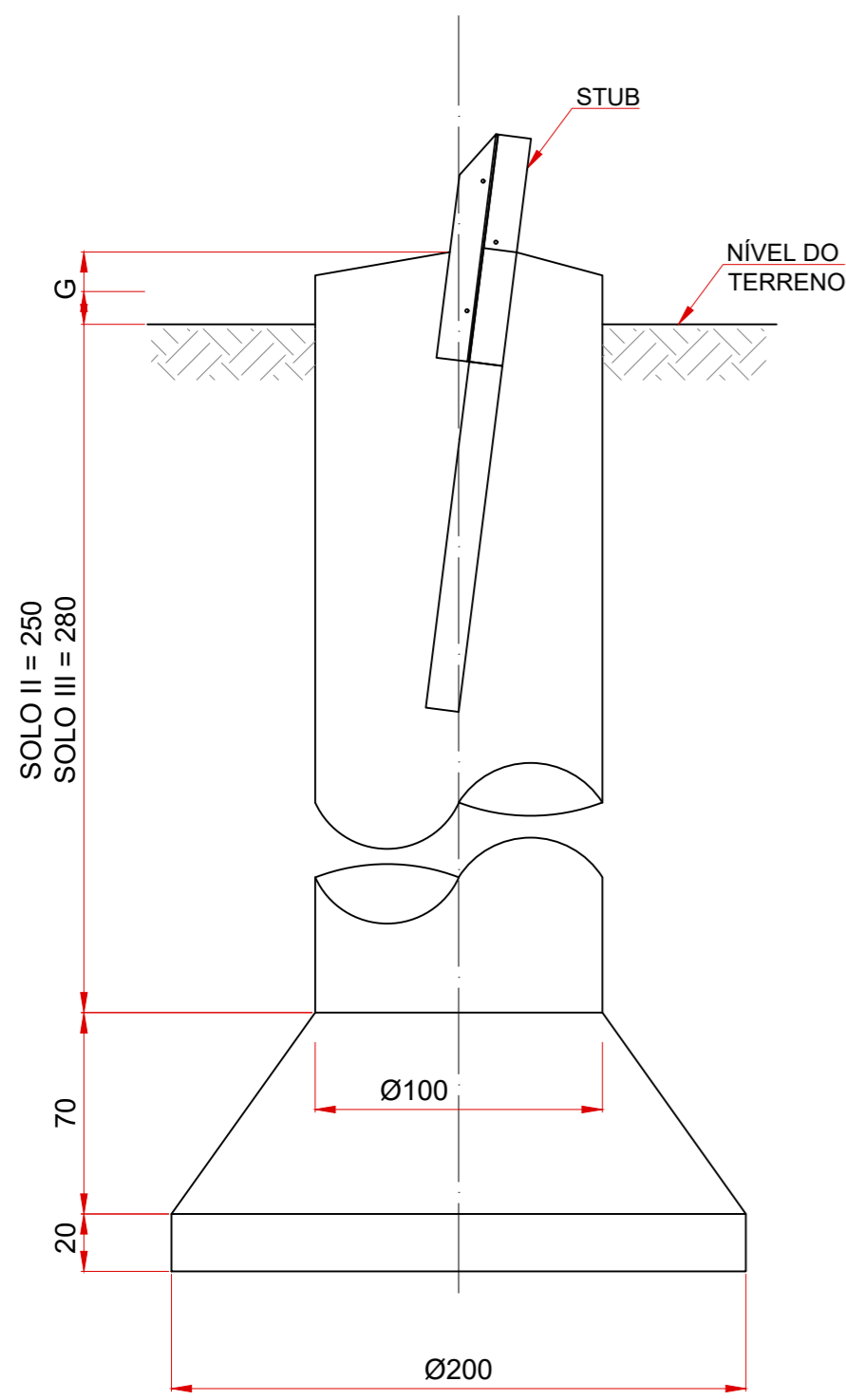
OPERADOR NACIONAL DO SISTEMA ELÉTRICO (ONS). **Capacidade Instalada do Brasil**. Brasília: ONS, 2023. Disponível em: <https://www.ons.org.br>. Acesso em: 20 out. 2024.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

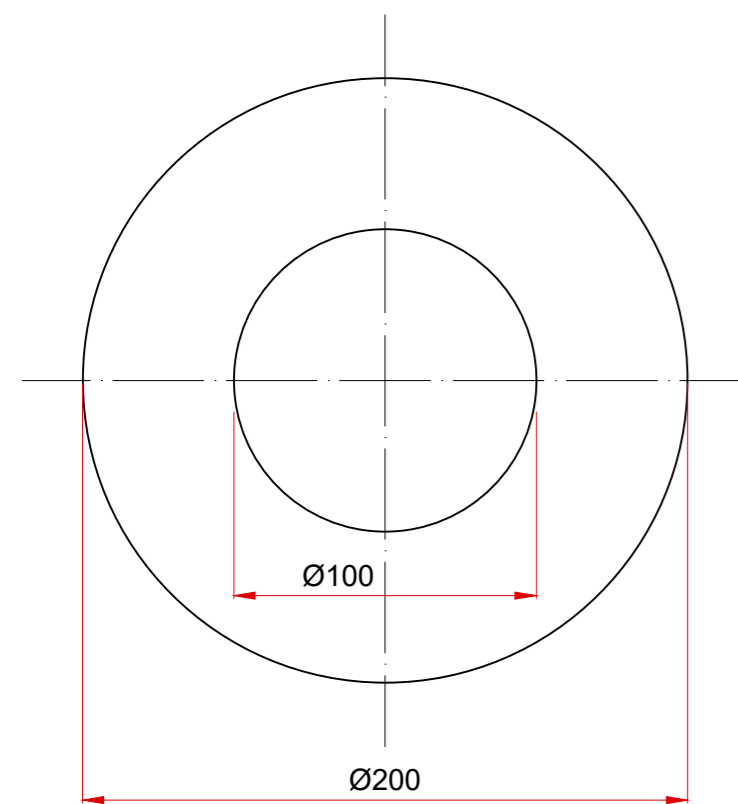
VELOZO, L. T. **Metodização do estudo das fundações para suportes de linhas de transmissão**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2010.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações**: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, v. Completo, 2010.

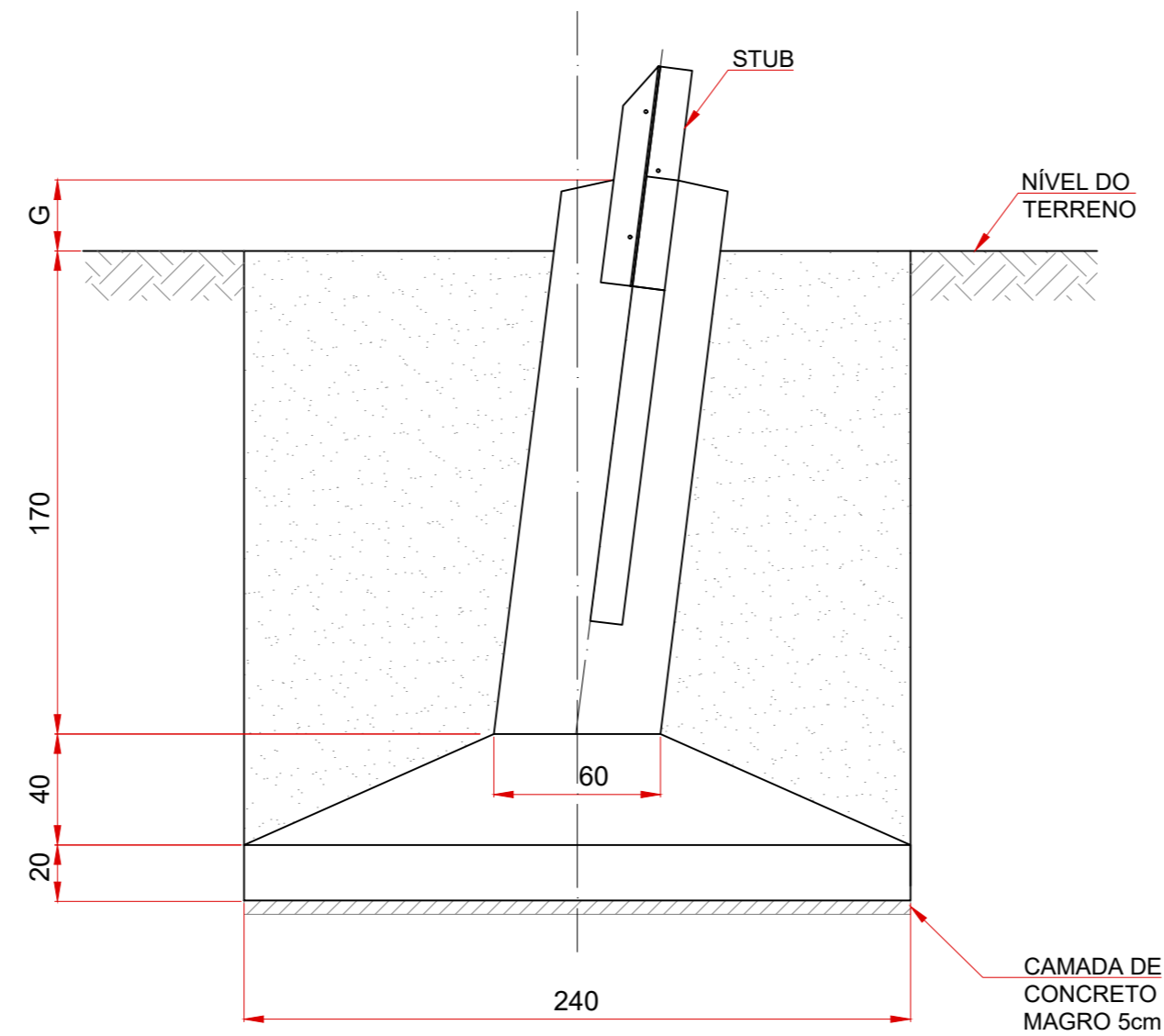
**APÊNDICE A – PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES EM SAPATA E
TUBULÕES DE LINHA DE TRANSMISSÃO**



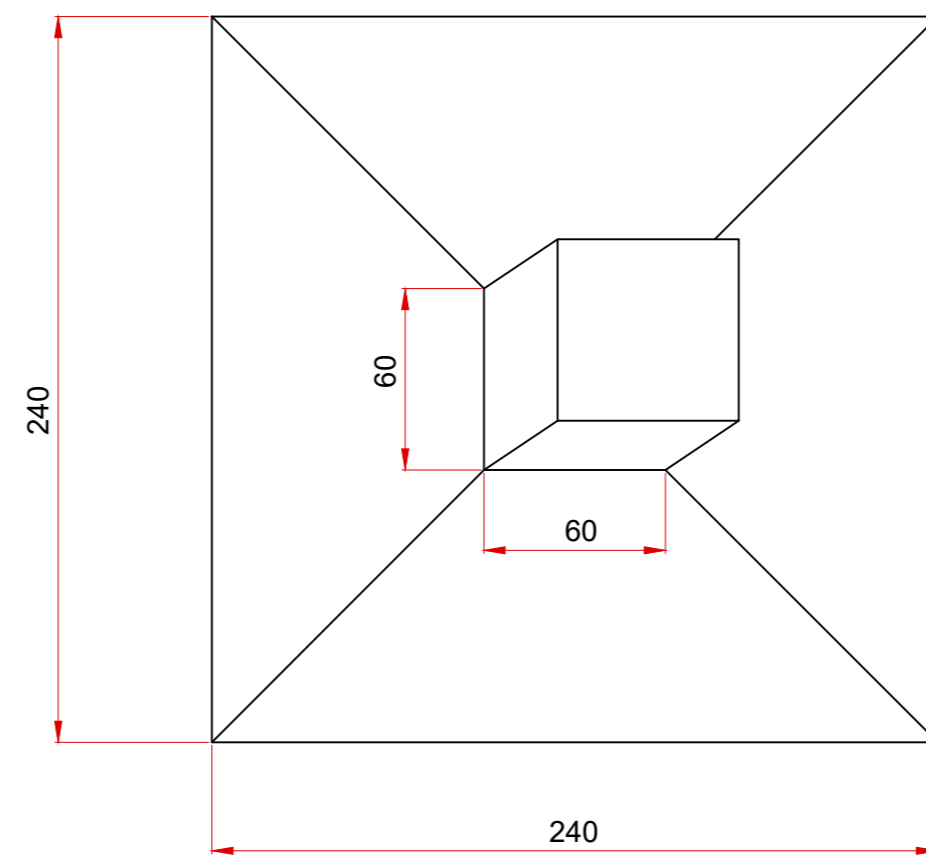
ELEVAÇÃO
ESC:1:50



PLANTA
ESC:1:50



ELEVAÇÃO
ESC:1:50



PLANTA
ESC:1:50

GEOMETRIA DOS TUBULÕES

	D (m)	Db (m)	La (m)	Lb (m)	Lf (m)	G (m)
SOLO II	1,00	2,00	0,70	0,20	2,50	0,30 a 1,80
SOLO III	1,00	2,00	0,70	0,20	2,80	0,30 a 1,80

GEOMETRIA DA SAPATA

A (m)	a (m)	La (m)	Lb (m)	Lf (m)	G (m)
2,40	0,60	0,40	0,20	1,70	0,30 a 1,80

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS

Fundação	Solo Tipo	Verificação	Resultado Numérico	Obs.:	Situação
Sapata	Tipo I	Compressão	$\sigma_{calc} = 123,43 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{adm} = 796,41 \text{ kN/m}^2$	$(\sigma_{calc} \leq \sigma_{adm})$	OK
		Tombamento	$e = 0,06$	$0,111 \geq e_{resultante}$	OK
		Deslizamento	$F.S. = 18,61$	$1,5 \leq FS$	OK
		Arrancamento	$Q_{tr}/T = 1,56$	$1,5 \leq Q_{rt}/T$	OK

Fundação	Solo Tipo	Verificação	Resultado Numérico	Obs.:	Situação
Tubulão	Tipo II	Compressão	$\sigma_{calc} = 172,65 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{adm} = 960,92 \text{ kN/m}^2$	$(\sigma_{calc} \leq \sigma_{adm})$	OK
		Tombamento	$M_r \times K_p = 816,49$ $1,5 \times M_d = 764,22$	$M_r \times K_p \geq 1,5 \times M_d$	OK
		Arrancamento	$Q_{tr}/T = 2,06$	$1,5 \leq Q_{rt}/T$	OK

Fundação	Solo Tipo	Verificação	Resultado Numérico	Obs.:	Situação
Tubulão	Tipo III	Compressão	$\sigma_{calc} = 142,82 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{adm} = 499,50 \text{ kN/m}^2$	$(\sigma_{calc} \leq \sigma_{adm})$	OK
		Tombamento	$M_r \times K_p = 780,70$ $1,5 \times M_d = 740,95$	$M_r \times K_p \geq 1,5 \times M_d$	OK
		Arrancamento	$Q_{tr}/T = 1,71$	$1,5 \leq Q_{rt}/T$	OK



DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

ENDEREÇO DA OBRA

PROJETO	CREA	ASSINATURA
PATRICIA AMORIM		
PROJETO ESTRUTURAL	CREA	ASSINATURA
PATRICIA AMORIM		

DISCRIMINAÇÃO

FUNDAÇÕES EM SAPATA SOLO I E TUBULÕES SOLO II E III

RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO	COMPUTAÇÃO GRÁFICA	CÓDIGO	DATA	PRANCHA
-	AUTOR	01	02/07/25	01/01
CO-AUTOR DO PROJETO	ESCALA	REVISÃO	CLASSE	
PATRICIA AMORIM	INDICADA	REV00	-	01