

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Lucas Vieira Martins

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PARA EQUIPAMENTO DE SUBESTAÇÃO

Porto Alegre  
Fevereiro de 2024

LUCAS VIEIRA MARTINS

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PARA EQUIPAMENTO DE SUBESTAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Cesar Alberto Ruver

Porto Alegre  
Fevereiro de 2024

LUCAS VIEIRA MARTINS

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PARA EQUIPAMENTO DE SUBESTAÇÃO

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de fevereiro 2024

**BANCA EXAMINADORA**

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

Profa. Wai Ying Yuk Gehlin (UFRGS)  
Dra. pela Universitat Politècnica de Catalunya

Doutorando Maiki Mafessoli (PPGEC/UFRGS)  
Me. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Henrique Braga Stortti de Souza (EMAN)  
Eng. Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a Deus, aos meus pais e ao meu irmão.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, por todas as bênçãos ao longo dessa caminhada. Toda honra e toda glória a Ele sempre. Agradeço a Nossa Senhora por me cobrir com seu manto de ternura e proteção todos os dias.

Agradeço aos meus pais por todo amor, afeto e suporte que me deram desde sempre. Vocês são meus maiores exemplos e minhas melhores referências. Tudo que sou devo a vocês. Agradeço ao meu irmão, pela parceria, amor e lealdade. Esta jornada se tornou muito mais leve ao seu lado. Amo todos vocês.

Agradeço a todos meus familiares que estiveram comigo nessa caminhada. Todo o apoio e carinho de vocês se tornou combustível para que eu pudesse seguir adiante.

Agradeço a todos os meus amigos que tornaram essa jornada rica e prazerosa. Guardo todas as experiências compartilhadas com muito carinho em meu coração.

Agradeço ao professor Cesar Alberto Ruver por todos os ensinamentos transmitidos e por sempre estar disposto a me ajudar ao longo destes anos. Teu apoio foi imprescindível neste processo.

Agradeço a todos os profissionais da Gama Engenharia Elétrica por todo o suporte ao longo da minha experiência profissional.

Agradeço a todos os funcionários da Universidade Federal do Rio Grande do Sul que trabalham com brilho no olhar, para que esta continue sendo uma das melhores universidades do mundo.

O que sabemos é uma gota, o que ignoramos é um oceano.

*Isaac Newton*

## RESUMO

Este trabalho versa sobre a elaboração de um projeto de fundação para um transformador de corrente de uma subestação 69 kV a ser construída no município de Canoas, Rio Grande do Sul. Uma subestação de energia elétrica é um conjunto de estruturas, equipamentos e dispositivos que trabalham na manipulação do fluxo de energia dentro de um sistema elétrico de potência. Diferentemente de fundações convencionais, fundações de subestações estão sujeitas principalmente a esforços transversais, em virtude do tracionamento dos cabos, do esforço de curto-circuito e da ação do vento. Neste contexto, além dos métodos convencionais, deve-se explorar modelos de cálculo que considerem adequadamente esses esforços laterais. O presente projeto adotou o método russo de dimensionamento geotécnico, que é muito utilizado para elementos rígidos e enterrados e fornece as tensões e os deslocamentos da fundação. A título de comparação, adotou-se também o método de Schultze e Sherif (1973) para a estimativa de recalque e o método de Broms (1964) para previsão do deslocamento lateral. A solução projetada deve atender a um conjunto de critérios de dimensionamento, sendo eles: a limitação das deformações em estruturas de subestações, as tensões máximas laterais e na base e a área mínima comprimida de acordo com prescrições da atual norma brasileira de fundações (NBR 6122/2022). Além das verificações geotécnicas, o presente trabalho aborda o dimensionamento estrutural da fundação, através do *software* Pcalc. Por fim, apresentou-se o detalhamento e os quantitativos dos materiais necessários para a execução do projeto. Concluiu-se que a fundação projetada atendeu satisfatoriamente a todos os critérios de segurança e deformabilidade previstos. Além disso, concluiu-se que o critério que governa o dimensionamento é o proposto pela NBR 6122/2022.

**Palavras-chave:** Subestações elétricas. Esforços transversais. Método russo. Projeto de fundação.

## ABSTRACT

This work addresses the development of a foundation project for a current transformer in a 69 kV substation to be constructed in the municipality of Canoas, Rio Grande do Sul. An electrical substation is a set of structures, equipment, and devices that operate in manipulating the flow of energy within a power system. Unlike conventional foundations, substation foundations are primarily subject to lateral forces due to cable tension, short-circuit forces, and wind action. In this context, beyond conventional methods, it is necessary to explore calculation models that adequately consider these lateral forces. The present project adopted the Russian method for geotechnical sizing, widely used for rigid and buried elements, providing foundation stresses and displacements. For comparison, the Schultze and Sherif method (1973) was also adopted for settlement estimation, and the Broms method (1964) for predicting lateral displacement. The designed solution must meet a set of sizing criteria, including: limitation of deformations in substation structures, maximum lateral and base stresses, and the minimum compressed area according to the prescriptions of the current Brazilian standard for foundations (NBR 6122/2022). In addition to geotechnical checks, this work addresses the structural sizing of the foundation through the Pcalc software. Finally, the detailing and quantities of materials required for project execution were presented. It was concluded that the designed foundation satisfactorily met all the safety and deformability criteria. Furthermore, it was concluded that the governing criterion for design is proposed by NBR 6122/2022.

**Keywords:** Electrical substations. Lateral forces. Russian method. Foundation design.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Vértices do terreno .....	19
Figura 2: Vértices da subestação .....	20
Figura 3: Configuração geológica da área de estudo.....	22
Figura 4: Furos de sondagem e cortes esquemáticos A-A' e B-B'.....	23
Figura 5: Perfis dos cortes A-A' e B-B' .....	24
Figura 6: Furos de sondagem dentro da área da SE .....	25
Figura 7: Arranjo físico da subestação .....	28
Figura 8: Corte genérico da subestação.....	29
Figura 9: Dimensional transformador de corrente - vista frontal .....	31
Figura 10: Dimensional transformador de corrente - vista lateral.....	31
Figura 11: Suporte do TC .....	32
Figura 12: Capitel de concreto armado .....	33
Figura 13: Vista em perspectiva tubulão curto.....	34
Figura 14: Detalhamento tubulão curto – Corte genérico .....	35
Figura 15: Detalhamento tubulão curto – Planta baixa genérica.....	35
Figura 16: Representação dos esforços verticais.....	43
Figura 17: Representação dos esforços transversais.....	44
Figura 18: Isopletas da velocidade básica do vento no Brasil.....	48
Figura 19: Discretização do equipamento .....	51
Figura 20: Bulbo de tensões da fundação.....	63
Figura 21: Modo de ruptura.....	71
Figura 22: Área efetiva em fundações superficiais de bases circulares .....	76
Figura 23: Dimensões efetivas de uma fundação circular submetida a carregamentos excêntricos.....	77
Figura 24: Momentos fletores ao longo do fuste.....	89
Figura 25: Esforços cortantes ao longo do fuste .....	90
Figura 26: Coeficiente de recalque segundo Schultze e Sherif (1973).....	93
Figura 27: Fatores de redução segundo Schultze e Sherif (1973).....	93
Figura 28: Flexão composta oblíqua .....	98
Figura 29: Interface PCalc 1.4.....	100
Figura 30: Opção Dados do PCalc 1.4 .....	101
Figura 31: Entrada de dados da geometria .....	102
Figura 32: Entrada de dados dos materiais.....	103

Figura 33: Entrada de dados dos esforços .....	104
Figura 34: Entrada de dados da armação.....	106
Figura 35: Opção calcular do PCalc 1.4.....	107
Figura 36: Envoltória de momentos resistentes.....	108

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Deflexões máximas na estrutura.....	40
Quadro 2: Combinações dimensionamento geotécnico.....	45
Quadro 3: Combinações dimensionamento geotécnico - componentes de forças.....	45
Quadro 4: Combinações dimensionamento estrutural.....	46
Quadro 5: Combinações dimensionamento estrutural - componentes de força .....	46
Quadro 6: Fatores S1, S2 e S3 conforme ABNT NBR 6123 .....	47

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coordenadas dos vértices do terreno (UTM) (Metros) .....	20
Tabela 2: Coordenadas dos vértices da SE (UTM) (Metros) .....	21
Tabela 3: Coordenadas dos furos de sondagem (UTM) (Metros).....	26
Tabela 4: Classe de agressividade ambiental .....	36
Tabela 5: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto .....	37
Tabela 6: Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento .....	37
Tabela 7: Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão .....	39
Tabela 8: Resultados velocidade característica e pressão dinâmica do vento.....	49
Tabela 9: Coeficiente de arrasto para cabos e fios .....	50
Tabela 10: Esforços do vento no cabo.....	51
Tabela 11: Fator de redução K para barras prismáticas.....	52
Tabela 12: Coeficiente de força para barras prismáticas de faces planas de comprimento infinito .....	53
Tabela 13: Coeficiente de arrasto para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito .....	53
Tabela 14: Resultado do esforço do vento na seção E01 do equipamento.....	54
Tabela 15: Resultado do esforço do vento na seção E02 do equipamento.....	55
Tabela 16: Resultado do esforço do vento na seção E03 do equipamento.....	55
Tabela 17: Coeficiente de arrasto para corpos de seção constante.....	56
Tabela 18: Resultado dos esforços do vento no capitel.....	57
Tabela 19: Resultado do esforço do vento no suporte.....	57
Tabela 20: Resultado do esforço de curto-circuito .....	59
Tabela 21: Esforços verticais na fundação .....	60
Tabela 22: Braços de alavanca para cada força transversal.....	60
Tabela 23: Resultado de cada combinação do dimensionamento geotécnico .....	61
Tabela 24: Resultantes de cada hipótese do dimensionamento geotécnico.....	61
Tabela 25: Resultado de cada combinação do dimensionamento estrutural .....	62
Tabela 26: Resultantes de cada combinação do dimensionamento estrutural.....	62
Tabela 27: Parâmetros geotécnicos do solo.....	64
Tabela 28: Valores para o coeficiente de reação vertical segundo Timerman (1980) .....	65
Tabela 29: Valores do coeficiente de reação vertical segundo Béton-Kanlender (1962) .....	65
Tabela 30: Valores para o coeficiente de reação vertical segundo Safe e Morrison (1993) ....	66

Tabela 31: Valores do coeficiente de Poisson propostos por Teixeira e Godoy (1996) .....	68
Tabela 32: Valores da taxa do coeficiente de reação horizontal proposto por Murhty (2003) .....	69
Tabela 33: Resumo dos parâmetros adotados para o solo .....	69
Tabela 34: Cálculo das dimensões efetivas do tubulão – 1ª tentativa .....	77
Tabela 35: Cálculo das dimensões efetivas do tubulão - 2ª tentativa.....	78
Tabela 36: Resultado da tensão admissível .....	83
Tabela 37: Resultado da verificação da rigidez do tubulão curto.....	85
Tabela 38: Resultado dos deslocamentos .....	86
Tabela 39: Resultados das tensões na base e laterais .....	88
Tabela 40: Resultados das verificações de estabilidade .....	91
Tabela 41: Resultado da aplicação do método de Schultze e Sherif (1973).....	94
Tabela 42: Cálculo do deslocamento lateral pelo método de Broms (1964).....	95
Tabela 43: Resultado verificação da deflexão limite.....	96
Tabela 44: Resultado do cálculo do recalque médio .....	96
Tabela 45: Resultado do deslocamento lateral médio .....	97
Tabela 46: Esforços ao longo do fuste – Momento em Y e Cortante em X.....	98
Tabela 47: Esforços ao longo do fuste – Momento em X e Cortante em Y .....	99
Tabela 48: Configurações de armaduras longitudinais possíveis.....	105
Tabela 49: Configuração de armaduras transversais possíveis .....	112

## LISTA DE SIGLAS

ASCE – Sociedade Americana de Engenheiros Civis, do inglês *American Society of Civil Engineers*

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CIGRE - Conselho internacional de grandes sistemas elétrico, do francês *Conseil International des Grands Réseaux Electriques*

IEC - Comissão Internacional Eletrotécnica, do inglês *International Electrotechnical Commission*

IEEE - Instituto dos Engenheiros Eletricistas e Eletrônico, do inglês *Institute of Electrical and Electronics Engineers*

ELS – Estados Limites de Serviço

ELU – Estados Limites Últimos

RS – Rio Grande do Sul

SE – Subestação de Energia elétrica

SIN – Sistema Interligado Nacional

SPT – *Standard Penetration Test*

TC – Transformador de Corrente

TP – Transformador de Potencial

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	OBETIVOS GERAIS .....	17
1.2	OBETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
1.3	LIMITAÇÕES .....	18
2	CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA.....	19
2.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	19
2.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	21
2.3	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	23
2.4	ARRANJO FÍSICO E CONFIGURAÇÕES DE BARRA DA SUBESTAÇÃO .....	26
2.5	EQUIPAMENTO TRANSFORMADOR DE CORRENTE .....	29
3	PREMISSAS DE PROJETO .....	33
3.1	SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO .....	33
3.2	CARACTERÍSTICA DOS MATERIAIS .....	36
3.3	SEGURANÇA NAS FUNDAÇÕES.....	38
3.3.1	Verificação aos Estados Limites.....	38
3.3.2	Fatores de segurança.....	38
3.3.3	Recomendações ASCE (2008) .....	39
4	METODOLOGIA.....	40
5	MEMÓRIA DE CÁLCULO.....	41
5.1	CÁLCULO DOS ESFORÇOS E COMBINAÇÕES ADOTADAS.....	41
5.1.1	Considerações iniciais .....	41
5.1.2	Ação do Vento .....	46
5.1.3	Ação de Tração dos cabos .....	57
5.1.4	Ação de curto-circuito .....	58
5.1.5	Ações verticais.....	59
5.1.6	Combinação crítica – Dimensionamento geotécnico.....	60
5.1.7	Combinação crítica – Dimensionamento estrutural.....	61

5.2	PARÂMETROS DO SOLO .....	62
5.3	CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO .....	70
5.3.1	Métodos adotados .....	70
5.3.2	Teoria da capacidade de carga de Terzaghi (1943), Hansen (1961).....	70
5.3.3	Método semiempírico de Mello (1975) .....	81
5.3.4	Método semiempírico de Ruver (2005).....	82
5.3.5	Método semiempírico de Skempton (1951) .....	82
5.3.6	Tensão admissível de cálculo .....	83
5.4	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO .....	83
5.4.1	Método Russo .....	83
5.4.2	Método de Schultze e Sherif (1973) .....	92
5.4.3	Método de Broms (1964).....	94
5.4.4	Análise dos resultados .....	96
5.5	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	97
5.6	DETALHAMENTO .....	112
6	CONCLUSÃO.....	113
6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	113
6.2	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS .....	114
	REFERÊNCIAS .....	115
	APÊNDICE A – PLANTA.....	118
	PLANTA .....	119
	ANEXO A – RELATÓRIO SPT.....	120



## 1 INTRODUÇÃO

A energia elétrica é um bem de consumo fundamental para o desenvolvimento socioeconômico de uma nação. De acordo com dados da Câmara de Comercialização de Energia Elétrica (CCEE), o consumo brasileiro de energia elétrica aumentou em 1,5% no ano de 2022, alcançando 672,75 TWh (CCEE,2023). No Brasil, o Sistema Interligado Nacional (SIN) corresponde ao sistema de geração e transmissão de energia hidro-termo-eólica de grande porte ao longo do país. Esse sistema constitui o conjunto de usinas, linhas de transmissão, subestações de energia elétrica (SEs) e redes de distribuição necessários para satisfazer as demandas da população.

As subestações assumem um papel de extrema importância neste contexto, pois elas abrangem um conjunto de dispositivos e equipamentos responsáveis por manipular o fluxo da energia dentro de um sistema elétrico de potência. Pode-se citar uma grande variedade de equipamentos e estruturas presentes nas subestações, tais como: isoladores de pedestais, para-raios, disjuntores, transformadores de corrente e potencial capacitivo, reatores, postes, chaves seccionadoras, pórticos e paredes corta-fogo. Neste cenário, tão relevante quanto os projetos elétricos e eletromecânicos desses elementos citados, é importante um bom projeto de fundação.

Diferentemente de algumas fundações convencionais, nas quais o esforço de compressão torna-se preponderante no dimensionamento, as fundações e estruturas dentro de uma subestação estão sujeitas principalmente a esforços transversais. A ação devido à tração dos cabos deve ser considerada no dimensionamento de bases e fundações de postes (MAMEDE FILHO, 2021). Além disso, deve se considerar os esforços devidos à corrente de curto-circuito dos cabos e a ação do vento nos suportes e equipamentos. Assim, é importante a adoção de métodos de cálculo que considerem adequadamente esses esforços de tombamento, além dos esforços de compressão oriundos dos pesos dos cabos, da estrutura e do equipamento.

O método russo de dimensionamento geotécnico calcula as tensões e os deslocamentos de fundações rígidas e enterradas. Apesar de levar a resultados conservadores, esse método ainda é amplamente utilizado em escritórios de engenharia que trabalham com projetos civis de SEs. Além dele, o método de Schultze e Sherif (1973) e o método de Broms (1964), permitem uma análise dos deslocamentos de fundações utilizadas em SEs. Usualmente, muitos projetistas procuram adotar fundações superficiais para os equipamentos de pátio de uma subestação, pois a ordem de grandeza dos esforços calculados torna esse tipo de solução mais econômica. No

entanto, é de extrema importância considerar o perfil geotécnico da região para definir a alternativa mais adequada.

O presente trabalho visa realizar o projeto de fundação para um equipamento de pátio de uma SE a ser construída no município de Canoas, Rio Grande do Sul (RS). Além disso, este trabalho propõe-se a difundir mais os principais aspectos a serem considerados nesse tipo de projeto, visto que a literatura brasileira ainda se encontra limitada no que tange a fundações utilizadas em SEs.

## 1.1 OBJETIVOS GERAIS

O objetivo principal deste trabalho é desenvolver um projeto de fundação para o equipamento transformador de corrente (TC) de uma subestação de energia elétrica projetada no município de Canoas, RS. Para isso, adotou-se o método russo de dimensionamento geotécnico, o método de Schultze e Sherif (1973) para recalque e o método de Broms (1964) para o cálculo do deslocamento lateral.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Caracterizar e estudar o solo da região escolhida;
- Classificar o arranjo físico e a configuração de barramento da subestação estudada, limitando-se apenas a uma explicação sucinta de conceitos eletromecânicos;
- Explicar os parâmetros do solo adotados, a partir das sondagens realizadas na região;
- Contextualizar os esforços atuantes e os principais pontos de observação para o dimensionamento de fundações para equipamentos de subestações de energia elétricas;
- Apresentar o método russo de dimensionamento;
- Apresentar o método de Schultze e Sherif (1973) para o cálculo de recalques verticais;
- Apresentar o método de Broms (1964) para o cálculo de deslocamentos laterais;
- Apresentar a planta contendo a solução de fundação dimensionada.

### 1.3 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- Não abordar o orçamento e os procedimentos executivos da fundação projetada;
- Não aprofundar conceitos eletromecânicos como: a especificação de todas as configurações de barra possíveis, o dimensionamento de barramentos flexíveis, o cálculo detalhado das trações no barramento, as finalidades de cada tipo de equipamento de pátio presente na subestação, etc.

## 2 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA

### 2.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A subestação a ser construída está localizada no município de Canoas, Rio Grande do Sul, e está próxima de uma região predominantemente industrial que abriga refinarias de petróleo, fábricas de componentes automotivos, fábricas de embalagens, etc. Precisamente, a área da SE está paralela à Avenida Antônio Frederico Ozanam, junto a Refinaria Alberto Pasqualini (REFAP). A fim de se caracterizar adequadamente a área de interesse, o presente trabalho utiliza como base um levantamento geológico, geotécnico e hidrogeológico realizado por uma empresa de consultoria geotécnica. A figura 1 apresenta uma imagem do local, onde, em amarelo, está representado o polígono que contém os vértices da área de estudo. A tabela 1 contém as coordenadas desses vértices.

Figura 1: Vértices do terreno



Fonte: Adaptado de Google Earth (2023).

Tabela 1: Coordenadas dos vértices do terreno (UTM) (Metros)

Tabela de Coordenadas (UTM) (Metros)		
Vértices	Norte	Leste
V1	6694768,990	485835,244
V2	6694937,731	485844,936
V3	6694931,086	485967,778
V4	6694760,953	485954,624

Fonte: Adaptado de levantamento geotécnico, geológico e hidrogeológico (2020).

A subestação não preenche toda a área de estudo do terreno. Na verdade, a mesma está localizada no extremo quadrante direito do terreno. Na figura 2, nota-se, em vermelho, o polígono que contém os vértices da SE. Os equipamentos e estruturas estão dispostos dentro do perímetro que passa pelos vértices V1', V2', V3' e V6, enquanto que a rampa de acesso está dentro do perímetro composto pelos vértices V6, V5 e V4. A tabela 2 consta as coordenadas dos novos pontos mencionados.

Figura 2: Vértices da subestação



Fonte: Adaptado Google Earth (2023).

Tabela 2: Coordenadas dos vértices da SE (UTM) (Metros)

Tabela de Coordenadas (UTM) (Metros)		
Vértices	Norte	Leste
V1'	6694834,540	485909,818
V2'	6694933,631	485916,731
V5	6694761,552	485945,809
V6	6694832,248	485950,192

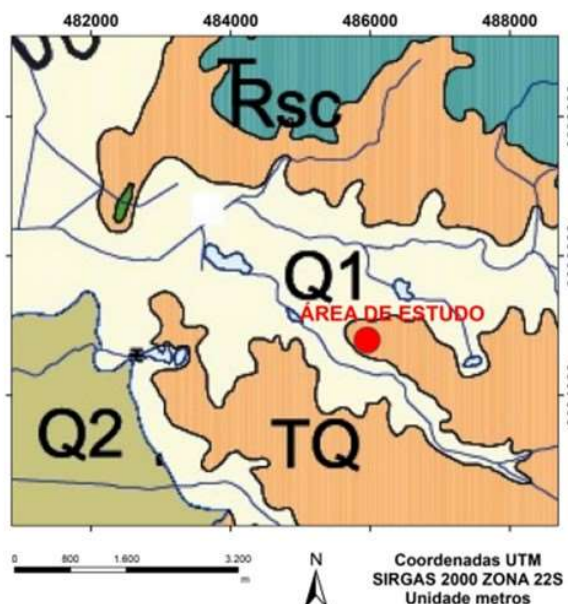
Fonte: Adaptado de levantamento geotécnico, geológico e hidrológico (2020).

O projeto da subestação vigente surge em razão da necessidade do aumento de demanda de energia elétrica para as indústrias de uma empresa privada. Com o intuito de preservar a identidade da organização, o presente trabalho se refere a empresa como “Empresa X”.

## 2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

Conforme o levantamento, a região de interesse se situa no limite entre duas unidades lito estratigráficas, sendo elas: depósitos aluvionares atuais, de idade quaternária, e os depósitos de leques aluviais, de idade terciária. As duas unidades estão sobrepostas a formações geológicas de grupos próprios da Bacia do Paraná, que também se localizam próximo a região de interesse. A figura 3 representa a área de estudo extraída do levantamento e a respectiva legenda das identificações retiradas do Mapa Geológico da Região Metropolitana de Porto Alegre (CPRM, 2006):

Figura 3: Configuração geológica da área de estudo



**LEGENDA:**

- Q1** **Depósitos Aluviais Atuais**  
Atuais, areias e cascalhos imaturos mal classificados, localmente areias, siltes e argilas orgânicas de canais e planícies aluviais e lagunares. Classificação correspondente ao Período Cenozóico/Quaternário.
- Q2** **Depósitos Fluviolacustres e Eólicos**  
depósitos inconsolidados de areias e argilas relacionados aos sistemas deltaico e fluviolacustre estabelecidos sobre os depósitos de planícies lagunares. Classificação correspondente ao Período Cenozóico/Quaternário.
- TQ** **Depósitos de Leques Aluviais**  
depósitos continentais de encosta e leques aluviais constituídos por arenitos arcoseanos, conglomerados e arenitos conglomeráticos, imaturos fracamente consolidados, areias e argilas, com cores que variam entre vermelho, amarelo e cinza. Classificação correspondente ao Período Terciário/ Quaternário.
- TRsc** **Grupo Rosário do Sul**  
formações Santa Maria/ Sanga do Cabral – sequência indiferenciada caracterizada “sensu lato” por interdigitações de siltes e argilitos vermelhos, maciços; arenitos médios a grosseiros, rosados, com estratificação cruzada acanalada e tabular, e arenitos avermelhados, finos a médios, quartzosos, com estratificação cruzada acanalada e lentes de conglomerados intraformacionais. Classificação correspondente ao Período Triássico.

Fonte: Adaptado de CPRM (2006) *apud* Levantamento geotécnico, geológico e hidrogeológico (2020).

## 2.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Para a caracterização geotécnica do substrato, foram analisados 12 perfis de sondagem *Standard Penetration Test* (SPT) disponibilizados no levantamento geológico-geotécnico citado na seção anterior. Os furos de sondagem foram realizados entre os dias 10 de fevereiro e 03 de março do ano de 2020 e seguiram conforme a NBR 6484/2001, “Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio”. Embora os ensaios tenham sido realizados em 2020, para fins de projeto executivo se recomenda realizar ensaios mais atuais, a fim de se trabalhar com informações mais recentes do solo de estudo. A figura 4 mostra a representação dos pontos escolhidos:

Figura 4: Furos de sondagem e cortes esquemáticos A-A' e B-B'



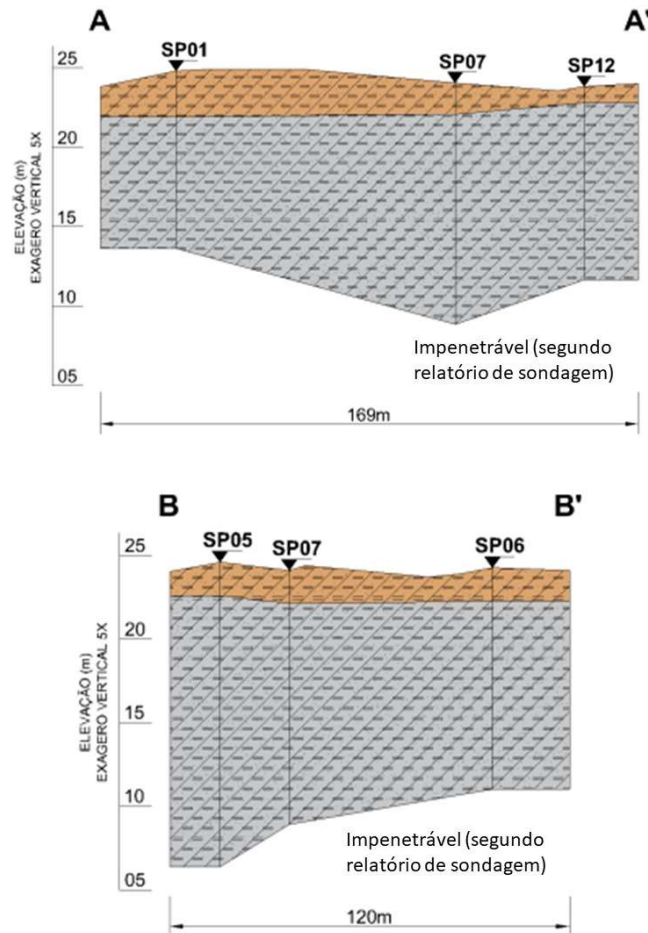
Fonte: Levantamento geotécnico, geológico e hidrológico (2020).

De acordo com o levantamento, as duas linhas em azul contendo as indicações dos cortes A-A' e B-B' foram traçadas para representar dois perfis geológicos perpendiculares entre si. Dessa forma, um dos perfis seria composto pelos furos SP01, SP07 e SP12, enquanto o outro





perfil, pelos furos SP05, SP07 e SP06. A figura 5 mostra as seções geológico-geotécnicas geradas:

Figura 5: Perfis dos cortes A-A' e B-B'



#### LEGENDA

-  Argilas e siltes arenosos, eventualmente areias argilosas, com coloração variando entre cinza e marrom. Presença de brita e caliça em alguns pontos, indicando possível aterro ou solo mobilizado. Em pontos isolados há presença de camadas de argila com matéria orgânica de cor cinza média. Litologias correspondentes a Depósitos Aluvionares Atuais.
-  Siltes e argilas puros e com quantidades variadas de areia fina a média. Cores predominantes cinza claro e marrom claro avermelhado. Apresentam estruturas maciças e, em alguns níveis, estratificação plano paralela. Litologias correspondentes à Bacia do Paraná.

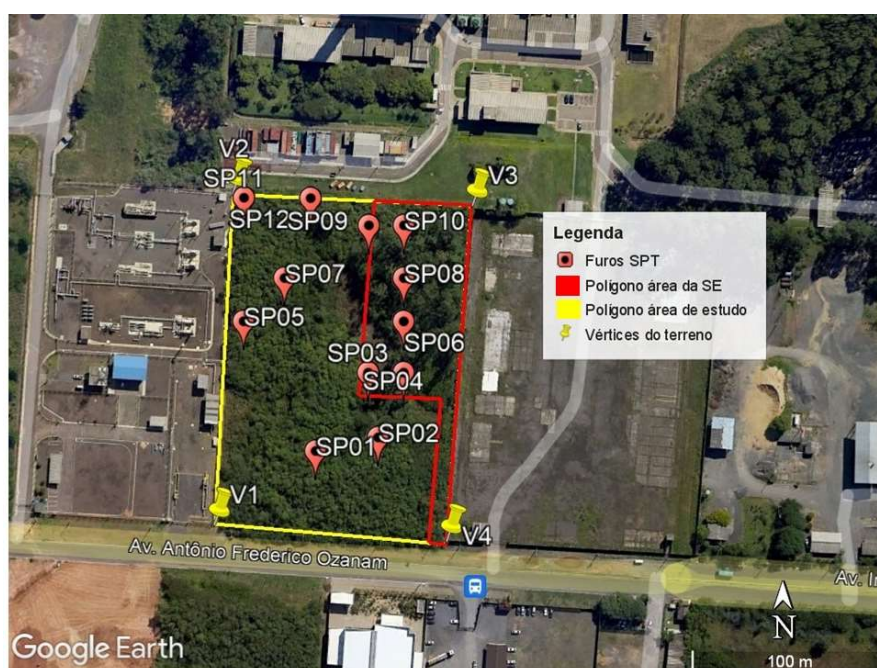
Fonte: Levantamento geotécnico, geológico e hidrogeológico (2020).

Após a análise das seções geológicas geradas, nota-se que não foram encontradas características de depósitos aluvionares. Verifica-se a presença de duas unidades litoestratigráficas: depósitos aluvionares e Bacia do Paraná. O levantamento geológico-geotécnico (2020) faz uma ressalva referente a Bacia do Paraná, constatando que:

apesar do mapa geológico não mostrar a ocorrência de litologias associadas à Bacia do Paraná exatamente no local de estudo, a análise das sondagens mostra a presença dessa unidade. A grande abrangência do mapeamento geológico, que engloba a área de vários municípios, não possibilitou a identificação dessa porção.

As sondagens realizadas constam no ANEXO A deste trabalho. De acordo com o perfil de solo encontrado, nota-se que a formação geológica do local é composta basicamente por depósitos de siltes e argilas. Os pontos adotados para o dimensionamento da fundação serão aqueles que estão dentro da área da subestação, sendo denominados por: SP06, SP08 e SP10, conforme pode ser observado na figura 6. Não foram considerados os pontos SP03, SP04 e SP09, visto que eles estão praticamente no limite da poligonal da SE. A profundidade do nível da água varia de 3,60 a 3,75 metros nos pontos adotados para o dimensionamento e verifica-se a presença de camadas médias a rijas de argila e silte. Na tabela 3, pode-se observar as coordenadas dos pontos de sondagem.

Figura 6: Furos de sondagem dentro da área da SE



Fonte: Adaptado Google Earth (2023).

Tabela 3: Coordenadas dos furos de sondagem (UTM) (Metros)

Tabela de Coordenadas (UTM) (Metros)		
Pontos	Norte	Leste
SP01	6694792,990	485887,244
SP02	6694799,990	485919,244
SP03	6694832,990	485914,244
SP04	6694832,990	485932,244
SP05	6694858,990	485850,244
SP06	6694858,990	485932,244
SP07	6694880,990	485871,744
SP08	6694880,990	485932,244
SP09	6694907,990	485914,244
SP10	6694907,990	485932,244
SP11	6694921,990	485850,244
SP12	6694921,990	485884,244

Fonte: Adaptado de levantamento geotécnico, geológico e hidrológico (2020).

#### 2.4 ARRANJO FÍSICO E CONFIGURAÇÕES DE BARRA DA SUBESTAÇÃO

Define-se arranjo físico ou *layout* de uma subestação, a distribuição e organização de todas as estruturas no terreno, bem como as estruturas de barramentos primários, os equipamentos de pátio, a casa de comando, parede-corta fogo, caixa separadora, etc. (MAMEDE FILHO, 2021). A definição do arranjo é parte importante em uma SE, visto que impacta significativamente nos custos do projeto e nos resultados esperados do mesmo (MONTEIRO; MIRANDA, 2021). Nesse contexto, é necessário que o projetista responsável pelo arranjo defina a configuração de barra a ser adotada, levando em conta aspectos econômicos, operacionais e de segurança.

Configuração de barra pode ser entendida como a forma pela qual os equipamentos de pátio se conectam entre si. Já o termo barramento pode ser definido como o conjunto de

condutores que transportam energia ao longo da SE através da instalação (FARIA, 2009). Há várias possibilidades de configuração de barra, sendo que McDonald (2012) classifica-as como:

- Barramento Único;
- Barramento Duplo – Duplo Disjuntor;
- Barramento Principal e de Transferência (inspeção);
- Barramento Duplo – Único Disjuntor;
- Barramento Anelar;
- Disjuntor e Meio.

De acordo com Mamede Filho (2021) os barramentos podem ser flexíveis, rígidos nus ou rígidos isolados. O presente trabalho não visa realizar um aprofundamento nas classificações das diferentes configurações de barramento, mas apenas contextualizar e enquadrar a subestação de estudo. Dessa forma, nota-se que a mesma corresponde a uma configuração de barramento principal e de transferência, fazendo uso de um barramento flexível.

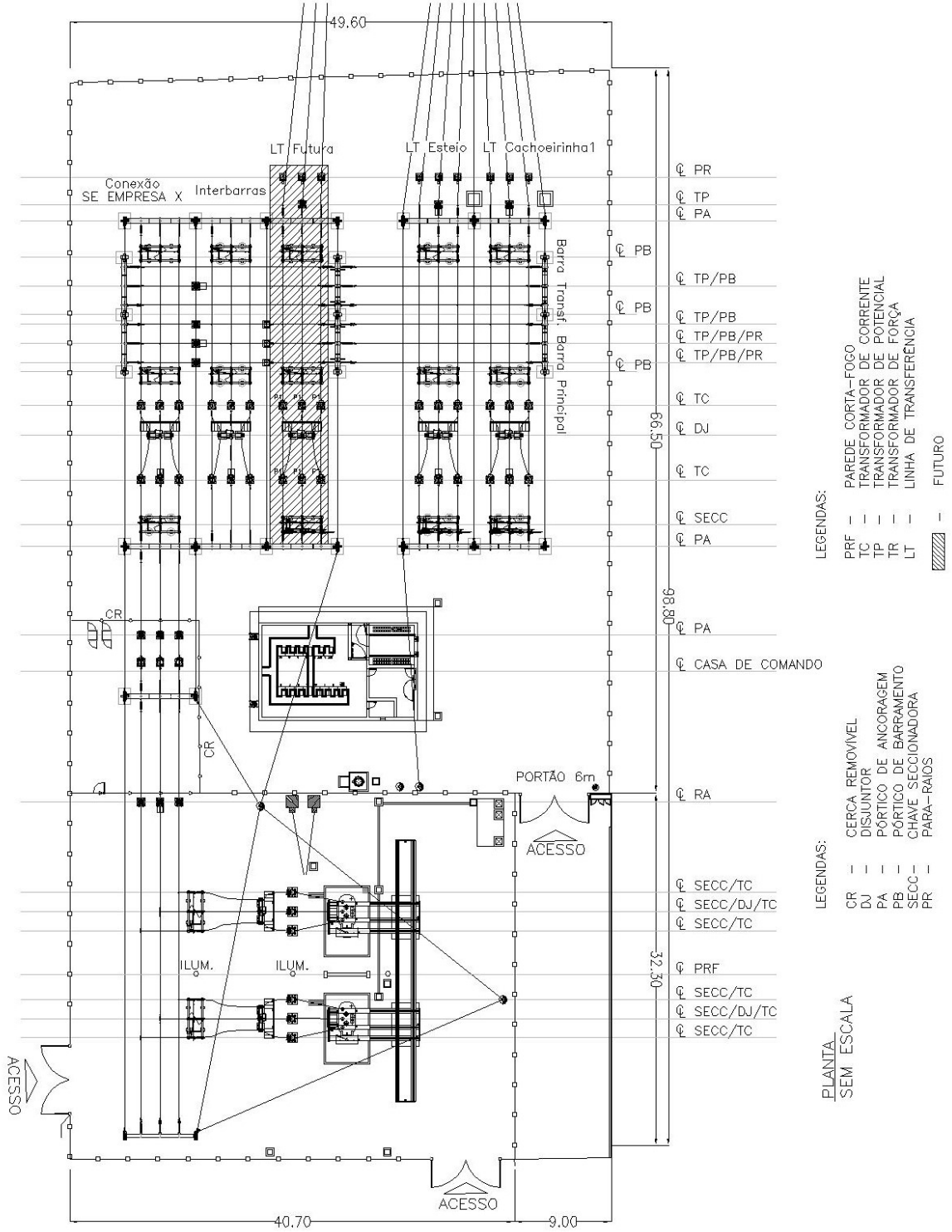
A configuração de barramento principal e de transferência utiliza um módulo de barramento reserva para que, no caso de surtos de tensão, a operação da SE não seja afetada. Essa configuração geralmente é adotada para alimentação de indústrias de médio e grande porte, o que corresponde ao caso estudado.

O barramento flexível é constituído de cabos, usualmente de alumínio, muito utilizados em subestações com tensão igual ou inferior a 230 kV. Conforme a tese de mestrado de Faria (2009), esse tipo de barramento está mais sujeito a esforços eletrodinâmicos e oscilações provenientes da chuva ou vento, o que implica em aumentar a distância entre fases para garantir a segurança. Por outro lado, Faria (2009) também cita que, quando são necessárias ligações que cubram grandes distâncias, o barramento flexível possibilita um menor uso de estruturas metálicas, tornando-se, assim, mais vantajoso. Na SE em questão, foi adotado o condutor nu de alumínio, com alma de aço, comercialmente conhecido como: CAA 477 MCM, código “Cosmos”.

As figuras 7 e 8 representam respectivamente o arranjo físico e um corte da subestação estudada, desenvolvidos por uma empresa de Porto Alegre especializada em projetos de subestações. A SE tem área aproximada de 4898 m<sup>2</sup>, um perímetro de 297,11 m e um volume de brita de 460,9 m<sup>3</sup>. O uso da brita em SEs se dá principalmente pela alta resistividade do material que permite a isolação dos operadores, evitando tensões perigosas. No estudo em questão, foi projetado uma espessura de 10 cm de brita tipo 2. A SE é alimentada por linhas de

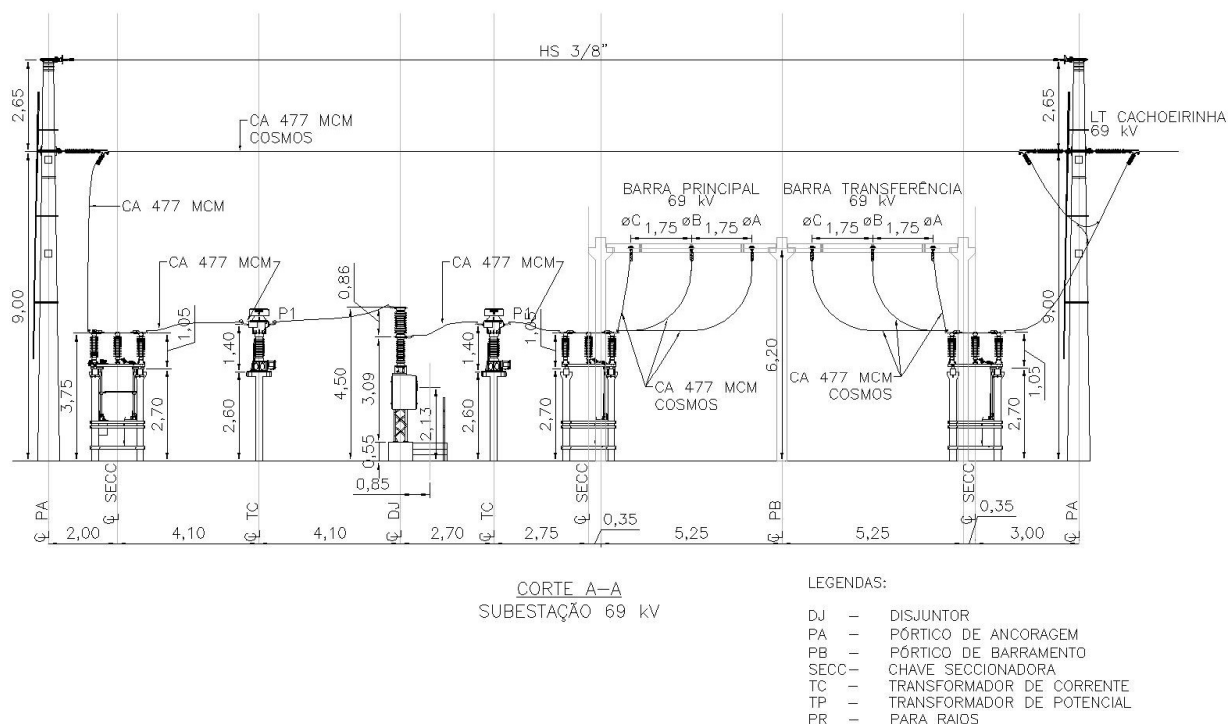
transmissão de Esteio e de Cachoeirinha e possui dois transformadores de potencial, responsáveis pelo rebaixamento da tensão.

Figura 7: Arranjo físico da subestação



Fonte: Adaptado de acervo da empresa projetista (2023).

Figura 8: Corte genérico da subestação



Fonte: Adaptado de acervo da empresa projetista (2023).

## 2.5 EQUIPAMENTO TRANSFORMADOR DE CORRENTE

As medições elétricas em um sistema de alta voltagem não podem ser realizadas de forma segura a partir do contato direto aos condutores de energia (MCDONALD, 2012). Ao invés disso, é importante que as voltagens e correntes sejam reduzidas a níveis seguros e aplicáveis em instrumentos de medição e proteção. Nesse contexto, os transformadores de instrumentos (TIs) desempenham um papel fundamental dentro de uma subestação, pois eles fornecem réplicas de voltagem e de corrente para níveis mais adequados. Ainda de acordo com McDonald (2012), as faixas de saída mais usuais são de 0 a 150 V para voltagens e de 5 A para correntes, segundo as suas entradas nominais. Há dois tipos de transformadores de instrumentos, sendo eles transformadores de corrente (TC) e transformadores de potencial (TP). Neste trabalho, o objeto de estudo é a fundação de um transformador de corrente. Assim, torna-se razoável uma definição e explicação acerca desse equipamento.

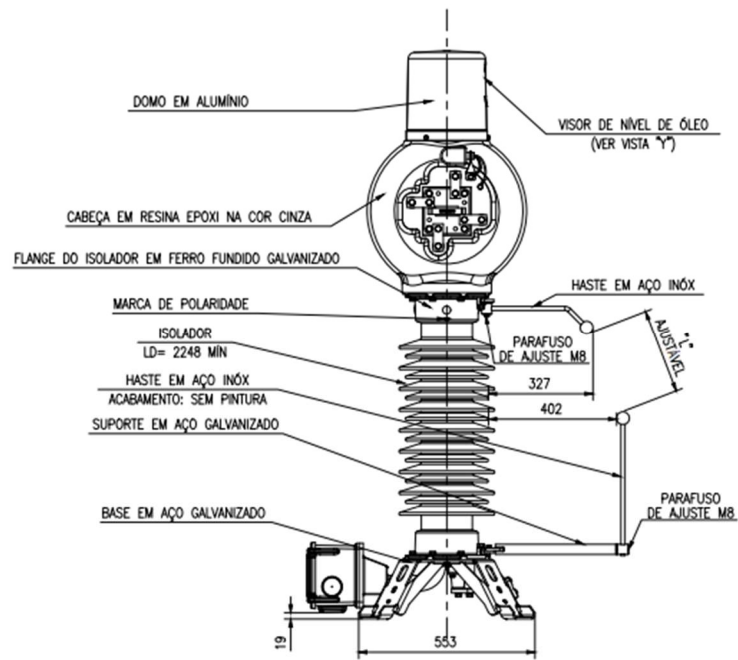
Os transformadores de corrente (TC) são equipamentos essenciais em subestações de energia elétrica, pois permitem aos instrumentos de medição e proteção funcionarem corretamente, sem a necessidade de terem correntes nominais conforme a corrente de carga do

circuito ao qual estão conectados (MAMEDE FILHO, 2005). Ainda de acordo com Mamede Filho (2005), os TCs são utilizados para suprir equipamentos que apresentem baixa resistência elétrica, tais como relés, medidores de energia, medidores de potência, amperímetros, etc. Segundo a norma estabelecida pela *International Electrotechnical Commission* (IEC) e adaptada pela NBR 61869-2, intitulada “Transformadores para Instrumento - Parte 2: Requisitos Adicionais para Transformadores de Corrente”, os transformadores de corrente são transformadores de instrumentos em que o enrolamento primário é conectado em série ao circuito e que é capaz de reproduzir, em seu enrolamento secundário, uma corrente proporcional a do seu circuito primário, preservando a posição fasorial.

Em outras palavras, pode-se dizer que, através do fenômeno de conversão eletromagnética, esse dispositivo é capaz de transformar altas correntes que passam pelo seu enrolamento primário em correntes menores no seu enrolamento secundário. Dessa forma, é possível que os dispositivos instalados façam a correta medição da corrente nominal ou que os relés atuem na proteção do sistema. Os TCs podem ser construídos de diferentes formas e para diferentes finalidades. No estudo em questão, trata-se de um TC tipo bucha, no qual sua instalação é feita na bucha dos equipamentos (transformadores, disjuntores).

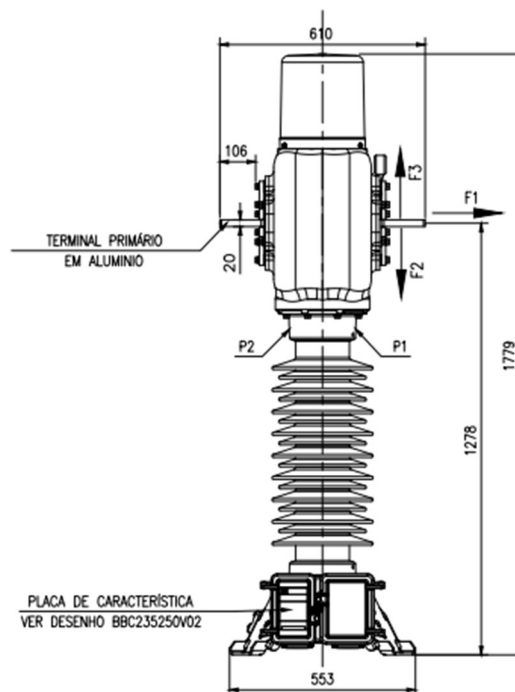
Para o cálculo dos esforços no equipamento será importante considerar as características dimensionais do transformador de corrente. Basicamente, o equipamento é composto por um domo de alumínio no seu topo, o qual contém um indicador do nível de óleo, depois segue com a cabeça em resina, um corpo de isoladores de porcelana vitrificada e, por fim, uma base em aço galvanizada. O conjunto tem uma massa aproximada de 275 kg e uma capacidade de armazenar 34 litros de óleo. As figuras 9 e 10, ilustram suas características dimensionais:

Figura 9: Dimensional transformador de corrente - vista frontal



Fonte: Adaptado de acervo da empresa projetista (2023).

Figura 10: Dimensional transformador de corrente - vista lateral

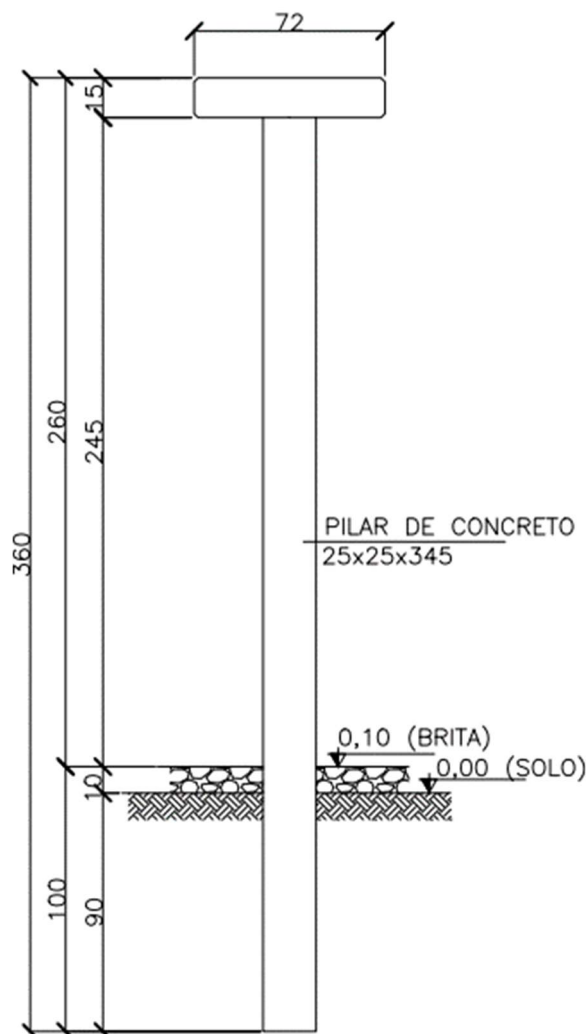


Fonte: Adaptado de acervo da empresa projetista (2023).



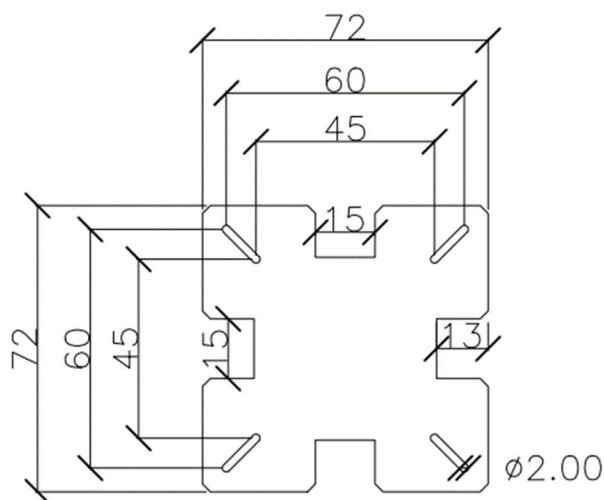
Usualmente, adotam-se estruturas de concreto ou aço galvanizado para o suporte de equipamentos como transformadores de corrente, transformadores de potência, chaves seccionadoras, etc. Na SE em questão, a empresa responsável pelo projeto optou por uma estrutura de concreto armado de seção quadrada 25x25 cm e 345 cm de comprimento, sendo necessário prever 90 cm de embutimento abaixo do nível do solo. O equipamento é fixado no capitel da estrutura com o uso de chumbadores metálicos. A massa do suporte equivale a 539 kg, enquanto o seu capitel 165 kg. As figuras 11 e 12 representam, respectivamente, a estrutura adotada e o capitel:

Figura 11: Suporte do TC



Fonte: Adaptado de acervo da empresa projetista (2023).

Figura 12: Capitel de concreto armado



Fonte: Adaptado de acervo da empresa projetista (2023).

### 3 PREMISSAS DE PROJETO

#### 3.1 SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO

A NBR 6122 (2022) item 3.28 define fundação superficial como:

elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação.

De acordo com Sulzberger (1945, *apud* Nardelli, 2016), as fundações superficiais submetidas a esforços transversais podem ser divididas em dois grupos: o primeiro no qual a área lateral em contato com o solo é mínima, como as sapatas, os blocos de fundações e os radiers, e o segundo, no qual a maior parte da estabilidade da fundação vem de seu engastamento lateral com o solo, como os tubulões curtos.

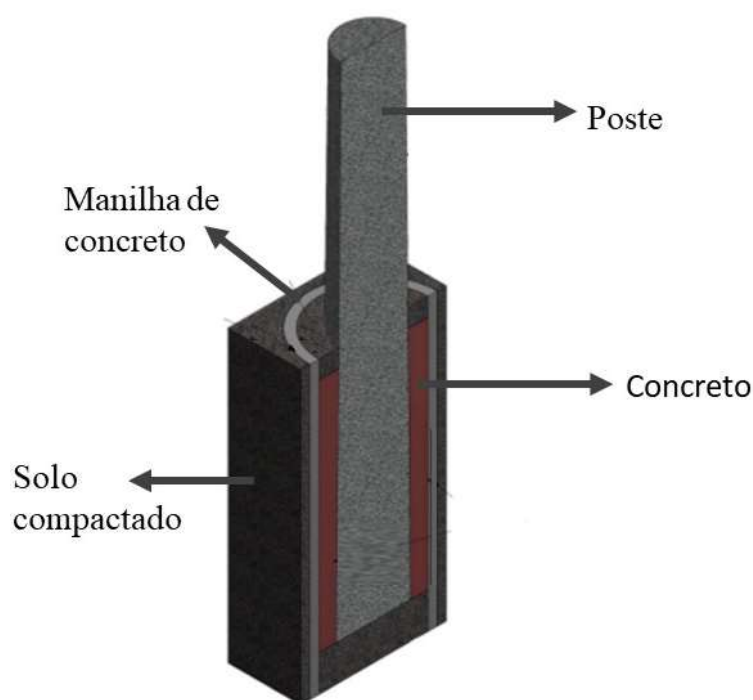
Apesar de não existir uma classificação direta do termo “tubulão curto” na NBR 6122 (ABNT, 2022) – Projetos e Execução de Fundações, esse tipo de solução é aplicado em diversas obras de subestações e até de linhas de transmissão, devido, principalmente, a sua facilidade de execução, qualidade e viabilidade econômica. Timerman (1980) explica que no caso de tubulões com curtos comprimentos enterrados, pode-se considerá-los como um elemento rígido em

relação ao terreno, simplificando seu dimensionamento. Desse modo, pode-se classificar o termo tubulão curto como uma estrutura de dimensões tipicamente de uma fundação superficial, mas com uma rigidez transversal elevada.

Ferreira (2014) estuda em sua dissertação de mestrado fundações de postes de concreto iguais aos tubulões curtos. No entanto, o autor classifica-as como monoblocos. Segundo ele, esse tipo de solução se encontra entre as fundações superficiais e as profundas, pois apresentam grande capacidade de carga na base, além de uma elevada resistência lateral. No presente trabalho, optou-se por se referir a solução descrita como tubulão curto.

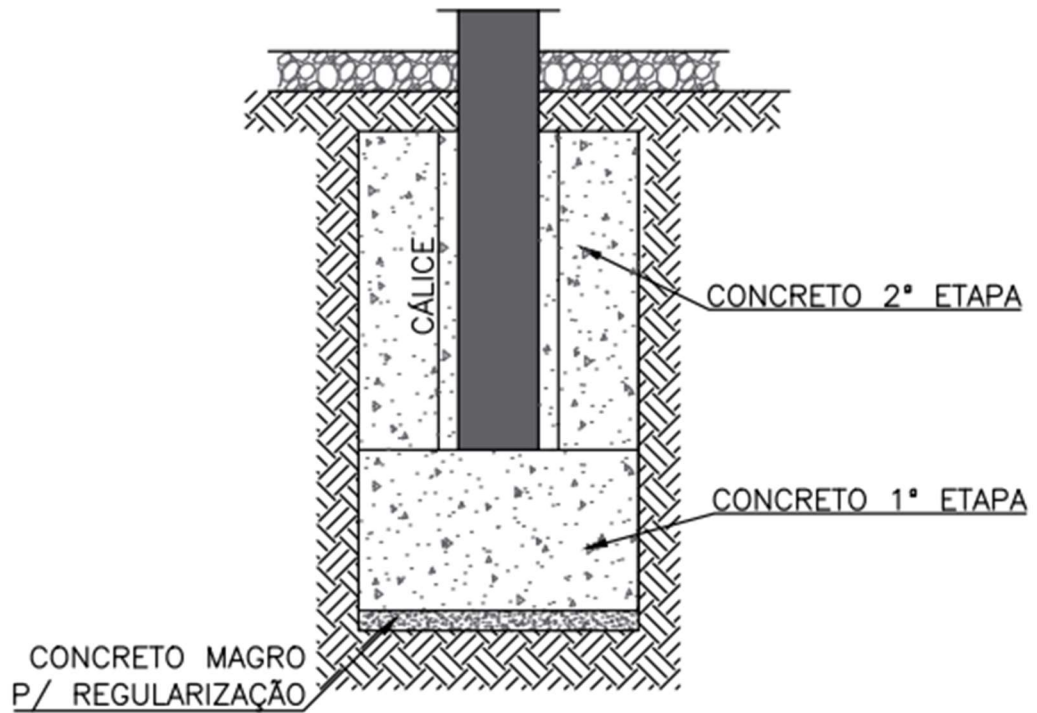
De acordo com Rebello (2008), a decisão do tipo de fundação necessita do estudo propiciado pela sondagem do terreno. Os furos de sondagem SPT, mencionados na seção 2.3 deste trabalho, apresentam boas resistências iniciais e compatíveis com a execução de um tubulão curto. Assim sendo, essa foi a solução adotada para fundação do transformador de corrente da subestação vigente. As figuras 13, 14 e 15 ilustram exemplos de um tubulão curto:

Figura 13: Vista em perspectiva tubulão curto



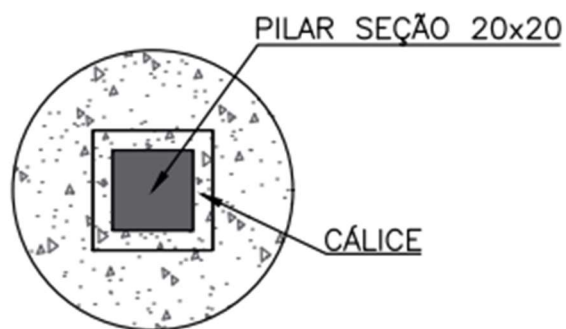
Fonte: Adaptado de ENEL (2022).

Figura 14: Detalhamento tubulão curto – Corte genérico



Fonte: O autor (2024).

Figura 15: Detalhamento tubulão curto – Planta baixa genérica



Fonte: O autor (2024).

### 3.2 CARACTERÍSTICA DOS MATERIAIS

A área de estudo se encontra em uma zona industrial do município de Canoas, Rio Grande do Sul, marcada pela presença de refinarias de petróleo, indústrias têxteis, indústrias automobilísticas e outras fábricas do setor químico. No contexto analisado, enquadra-se o local da subestação na Classe de Agressividade Ambiental (CAA) III, conforme tabela 4 extraída da NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Na ausência de ensaios comprobatórios de desempenho da estrutura, a norma supracitada permite o uso da tabela 5 para definição da resistência à compressão do concreto. Dessa forma, adotou-se o concreto armado de classe C30, ou seja, resistência característica à compressão de 30 MPa. No que tange as armaduras, adotou-se o aço de classe CA-50.

Tabela 4: Classe de agressividade ambiental

<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 6118 (2014).

Tabela 5: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
água/cimento em massa	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8593)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 6118 (2014).

Conforme a tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), adota-se 4 centímetros de cobrimento de armadura para elementos estruturais em contato com o solo e em locais de CAA tipo III. Por fim, adotou-se 5 centímetros de lastro de concreto magro  $f_{ck} \geq 10$  MPa para fins de regularização e proteção da base da fundação.

Tabela 6: Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 6118 (2014).

### 3.3 SEGURANÇA NAS FUNDAÇÕES

Conforme o item 6.2 da NBR 6122 (ABNT, 2022) os projetos de fundação devem apresentar segurança contra os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

#### 3.3.1 Verificação aos Estados Limites

As verificações ao ELU estão associadas ao colapso parcial ou total da estrutura, enquanto que as verificações ao ELS estão atreladas a deformações, fissuras e vibrações que comprometem a estrutura. Os mecanismos verificados no projeto em questão foram:

- Perda de estabilidade global (ELU);
- Ruptura por esgotamento da capacidade de carga do terreno (ELU);
- Ruptura por deslizamento (ELU);
- Ruptura estrutural em decorrência de movimentos da fundação (ELU);
- Ruptura estrutural do elemento por compressão, flexão e cisalhamento (ELU);
- Deformações excessivas (ELS).

No que se refere ao ELS, adotou-se como critério de recalque o valor máximo de 25 milímetros. Isso pois o item 3 da NBR 6489 (ABNT, 2019) – Provas de Carga Diretas sobre terrenos de fundações, menciona que os ensaios de prova de carga devem ser levados até esse valor. Como critério de deslocamento lateral máximo, adotou-se as recomendações de Salgado (2008), que indica que deslocamentos no intervalo de 5 a 50 milímetros são toleráveis para edificações e outras estruturas.

#### 3.3.2 Fatores de segurança

Segundo o item 6.2.1.1.1 da NBR 6122 (ABNT, 2022), a verificação da segurança na compressão pode ser realizada com valores característicos e fator de segurança global ou com valores de cálculo considerando-se coeficientes de ponderação em seus respectivos valores característicos. No presente trabalho, adotou-se métodos analíticos e métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga do solo. Dessa forma, por não haver provas de carga na fase de projeto para subsidiar os cálculos, utilizou-se um fator de segurança global igual a 3.

A tabela 7, adaptada da NBR 6122 (ABNT, 2022), apresenta sucintamente os coeficientes e fatores de segurança a serem adotados.

Tabela 7: Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão

<b>Métodos para determinação da resistência última</b>	<b>Coeficiente de ponderação da resistência última <math>\gamma_m</math></b>	<b>Fator de segurança global <math>FS_g</math></b>
Semiempíricos	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos	2,15	3,00
Semiempíricos ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto	1,4	2,00

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 6122 (2022).

No que tange ao dimensionamento estrutural, adotou-se os coeficientes de ponderação recomendados na NBR 6118 (ABNT, 2014). A seção 5.1 destaca os coeficientes utilizados para cada combinação de carregamento.

### 3.3.3 Recomendações ASCE (2008)

Segundo a *American Society of Civil Engineers* (ASCE) as estruturas dos equipamentos de subestações podem ser classificadas de três maneiras (ASCE, 2008):

- Classe A: Estruturas que suportam equipamentos com mecanismos mecânicos sensíveis à deflexão da estrutura. Como exemplo, pode-se citar as chaves seccionadoras e os disjuntores;
- Classe B: Estruturas que suportam equipamentos sem mecanismos mecânicos, mas que deflexões excessivas poderiam implicar na redução da distância entre fases ou



entre fases e terra, ou resultar em tensões indevidas nos equipamentos, acessórios e condutores. Como exemplo, pode-se citar os transformadores, os transformadores de corrente (TC), os para raios, os barramentos rígidos, os transformadores de potencial capacitivo e isoladores de pedestal;

- Classe C: Estruturas que suportam equipamentos insensíveis à deflexão ou estruturas que não suportam equipamentos. Como exemplo, pode-se citar os postes, as estruturas finais e de início da SE, os barramentos flexíveis e mastros para proteção contra para raios.

Ainda segundo a ASCE (2008), as estruturas classificadas acima estão limitadas aos deslocamentos representados no quadro 1:

Quadro 1: Deflexões máximas na estrutura

<b>Máxima deflexão na estrutura em relação ao seu comprimento</b>				
<b>Membro</b>	<b>Direção de deformação</b>	<b>Classe da estrutura</b>		
		<b>Classe A</b>	<b>Classe B</b>	<b>Classe C</b>
Horizontal	Vertical	1/200	1/200	1/100
Horizontal	Horizontal	1/200	1/100	1/100
Vertical	Horizontal	1/100	1/100	1/50

Fonte: Adaptado de ASCE (2008).

O presente projeto aborda o dimensionamento de uma fundação, considerada como uma estrutura vertical, para um transformador de corrente (Classe B). Desta forma, o membro vertical deve restringir sua deformação horizontal em seu comprimento dividido por 100, isto é, uma rotação de tangente de alfa máxima igual a 0,01.

#### **4 METODOLOGIA**

A metodologia deste projeto se dividiu basicamente em seis etapas. Primeiramente, calculou-se os esforços no equipamento e na estrutura, a fim de se determinar as combinações críticas para o dimensionamento geotécnico e o estrutural. Nesta etapa, considerou-se todas as

recomendações da NBR 6123 (ABNT, 2023) – Forças devidas ao vento em edificações. Além disso, foi adotado também recomendações da ASCE (2008), do *Conseil International des Grands Réseaux Electriques* (CIGRE) de 1987 e de diversos outros autores especializados em equipamentos e fundações de subestações de energia elétrica.

Em seguida, partiu-se para a estimativa dos parâmetros do solo. Nesta seção, diversas correlações empíricas e tabelas foram abordadas. Os estudos de Timerman (1980), Teixeira e Godoy (1996), Béton-Kanlender (1962) e de outros autores renomados na literatura, foram apresentados. Após, partiu-se para o cálculo da capacidade de carga do solo. Nesta etapa, adotou-se a formulação generalizada de Terzaghi, modificada por Brinch-Hansen, e outros três métodos semi-empíricos, a fim de se determinar a tensão admissível do solo.

A quarta etapa consistiu no dimensionamento geotécnico da fundação. Adotou-se o método russo para o cálculo dos deslocamentos e das tensões atuantes no tubulão curto. Calculou-se, também, o recalque pelo método de Schultze e Sherif (1973) e o deslocamento lateral pelo método de Broms (1964), a fim de se fazer um comparativo com os resultados fornecidos pelo método russo. No final desta seção, faz-se as verificações de estabilidade e deformação da fundação.

A quinta etapa consistiu no dimensionamento estrutural da fundação através do *software* PCalc 1.4, da empresa TQS e das orientações contidas na NBR 6118 (ABNT, 2014). Uma breve explicação acerca da flexão oblíqua composta é abordada nesta seção. Ressalta-se que o programa é disponibilizado gratuitamente para *download* pela empresa TQS. Por fim, realizou-se o detalhamento de fôrmas e armaduras da solução encontrada.

## **5 MEMÓRIA DE CÁLCULO**

### **5.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS E COMBINAÇÕES ADOTADAS**

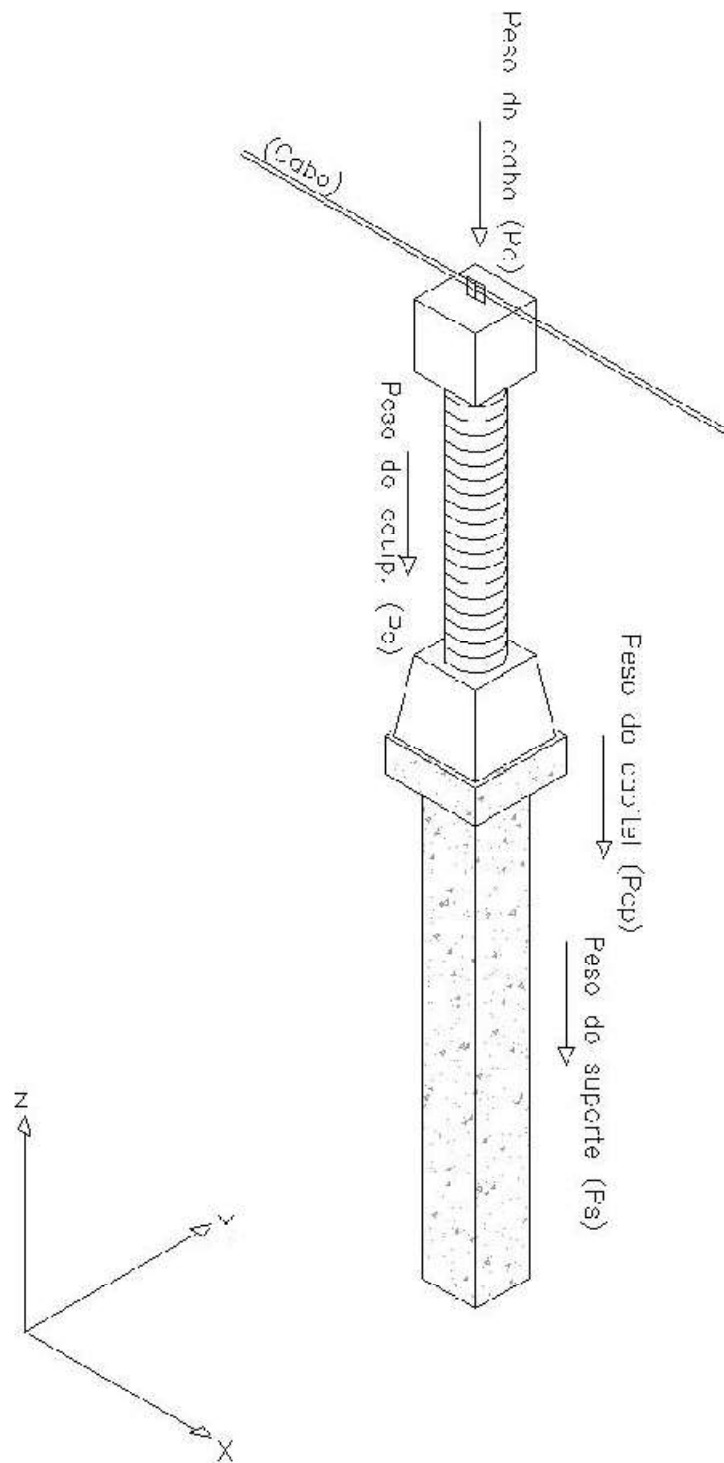
#### **5.1.1 Considerações iniciais**

Esta etapa consiste no cálculo de todas as ações atuantes no conjunto equipamento e suporte para compor a combinação crítica de dimensionamento da fundação. De forma geral, o tubulão curto está submetido a ações permanentes e variáveis. No que tange ao primeiro grupo, pode-se citar o peso do equipamento, cabo e estrutura de concreto, além do esforço de tração dos condutores. No que corresponde ao segundo grupo, cita-se a ação do vento no conjunto. As classificações das ações atuantes no sistema foram feitas conforme as definições contidas no

item 4.2 da ABNT NBR 8681 (ABNT, 2003) – Ações e seguranças nas estruturas – Procedimento.

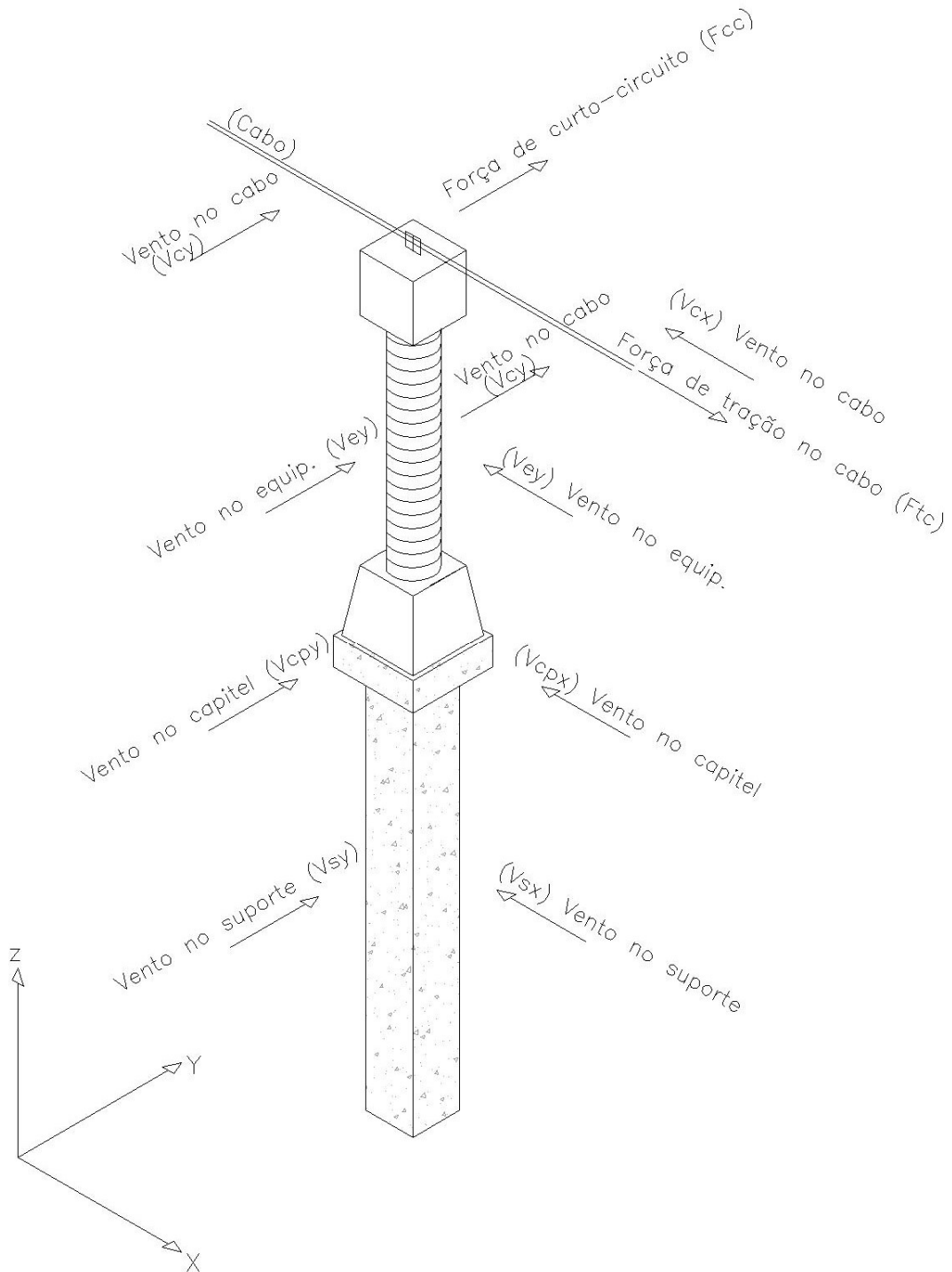
A elaboração das hipóteses de carregamento consiste na formulação de todas as possíveis combinações de carregamentos atuantes no sistema. Isso demanda uma análise global da estrutura, prevendo os possíveis esforços que poderiam surgir e impactar na segurança da fundação. Os croquis ilustrados nas figuras 16 e 17 representam, respectivamente, todos os possíveis esforços verticais e transversais atuantes no sistema. Em síntese, considera-se a ação do vento no conjunto nas direções X e Y, a força de curto-circuito na direção Y, a tração do cabo na direção X, e o peso do sistema na direção Z.

Figura 16: Representação dos esforços verticais



Fonte: O autor (2024).

Figura 17: Representação dos esforços transversais



Fonte: O autor (2024).

Detectado todos os possíveis esforços atuantes, partiu-se para a formulação das combinações. Para isso, foram consideradas as recomendações da ASCE (2008) e os critérios de projetos executivos de uma empresa privada especializada em subestações. O presente trabalho tem como objetivo realizar o dimensionamento geotécnico e estrutural do tubulão curto. No primeiro caso, adotou-se um fator de segurança global para o sistema, de forma que foi possível utilizar os valores característicos dos esforços. Os quadros 2 e 3 resumem as possíveis combinações formadas para o dimensionamento geotécnico da fundação, em termos das cargas características. Nota-se que o quadro 3 apresenta as componentes de força ilustradas nos croquis das figuras 16 e 17.

Quadro 2: Combinações dimensionamento geotécnico

<b>Combinações - Dimensionamento Geotécnico</b>			
<b>Hipótese</b>	<b>Z</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>
01	Peso do conjunto	Vento	Força de tração do cabo
02	Peso do conjunto	Vento + Força de curto circuito	Força de tração do cabo
03	Peso do conjunto	-	Vento + Força de tração do cabo
04	Peso do conjunto	Força de curto circuito	Vento + Força de tração do cabo

Fonte: O autor (2024).

Quadro 3: Combinações dimensionamento geotécnico - componentes de forças

<b>Combinações - Dimensionamento Geotécnico - Componentes</b>			
<b>Hipótese</b>	<b>Z</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>
01	$P_c+P_e+P_{cp}+P_s$	$V_c+V_e+V_{cp}+V_s$	$F_{tc}$
02	$P_c+P_e+P_{cp}+P_s$	$V_c+V_e+V_{cp}+V_s+F_{cc}$	$F_{tc}$
03	$P_c+P_e+P_{cp}+P_s$	-	$V_c+V_e+V_{cp}+V_s+F_{tc}$
04	$P_c+P_e+P_{cp}+P_s$	$F_{cc}$	$V_c+V_e+V_{cp}+V_s+F_{tc}$

Fonte: O autor (2024).

No que tange ao dimensionamento estrutural, foi necessário adotar os coeficientes de ponderação para estado limite último (ELU), conforme descrito na tabela 11.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Nos casos em que o vento atuava como ação secundária, adotou-se um coeficiente de ponderação  $\psi_0$  equivalente a 0,6. Essa recomendação consta na tabela 11.2 do

item 11.7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Para a força de curto circuito, a ASCE (2008) indica um coeficiente de 0,75 em combinações de ELU. Assim sendo, nos casos em que esse esforço foi considerado como uma ação secundária, adotou-se o mesmo valor indicado pelo documento norte-americano. Os coeficientes  $\Upsilon_g$  e  $\Upsilon_q$  tem valor 1,4 e foram adotados conforme tabela 11.1 do item 11.7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os quadros 4 e 5 resumem as possíveis combinações para o dimensionamento estrutural, em termos de carga de trabalho. Nota-se que o quadro 5 apresenta as componentes de força ilustradas no croqui das figuras 16 e 17.

Quadro 4: Combinações dimensionamento estrutural

<b>Combinações - Dimensionamento Estrutural</b>	
<b>Hipóteses</b>	
01	Vento na direção Y como ação variável principal e Força de curto circuito secundária.
02	Vento na direção X como ação variável principal e Força de curto circuito secundária.
03	Força de curto circuito como ação variável principal e vento na direção Y secundário.
04	Força de curto circuito como ação variável principal e vento na direção X secundário.

Fonte: O autor (2024).

Quadro 5: Combinações dimensionamento estrutural - componentes de força

<b>Combinações - Dimensionamento Estrutural - Componentes</b>			
<b>Hipótese</b>	<b>Z</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>
01	$1,4(P_c+P_e+P_{cp}+P_s)$	$1,4(V_c+V_e+V_{cp}+V_s+0,75F_{cc})$	$1,4(F_{tc})$
02	$1,4(P_c+P_e+P_{cp}+P_s)$	$1,4(0,75F_{cc})$	$1,4(V_c+V_e+V_{cp}+V_s+F_{tc})$
03	$1,4(P_c+P_e+P_{cp}+P_s)$	$1,4(F_{cc} + 0,6(V_c+V_e+V_{cp}+V_s))$	$1,4(F_{tc})$
04	$1,4(P_c+P_e+P_{cp}+P_s)$	$1,4(F_{cc})$	$1,4(F_{tc} + 0,6(V_c+V_e+V_{cp}+V_s))$

Fonte: O autor (2024).

### 5.1.2 Ação do Vento

Para o cálculo dos esforços gerados pelo vento, foi necessário considerar os fatores S1, S2 e S3 conforme disposto na NBR 6123 (ABNT, 2023). Esses fatores estão associados a peculiaridades de cada região e levam em consideração aspectos topográficos, de rugosidade do terreno e estatísticos. O quadro 6 consta os fatores adotados para o caso em questão.

Quadro 6: Fatores S1, S2 e S3 conforme NBR 6123 (ABNT, 2023)

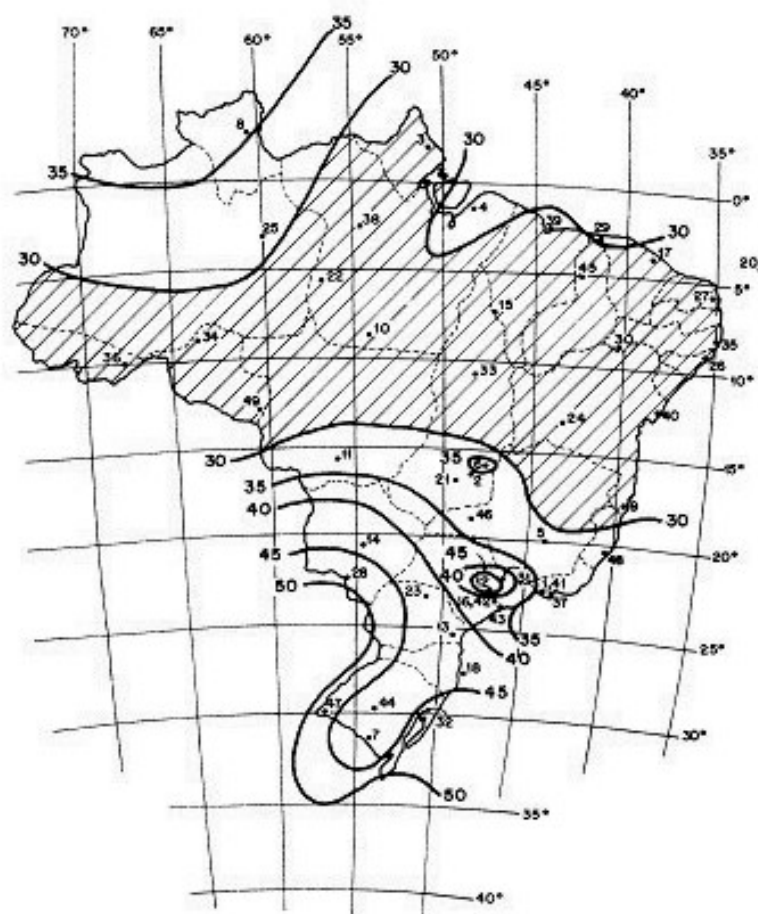
S1 - Fator topográfico	Terreno plano ou fracamente acidentado. <b>1,0</b>
S2 - Fator de rugosidade	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. <b>Categoria III:</b> Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m. <b>Classe A</b> <b>1,01</b>
S3 - Fator estatístico	Estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, edifícios de centrais de controle, etc). <b>Grupo 1</b> <b>1,11</b>

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 6123 (ABNT, 2023).

Em seguida, analisou-se as isopletras de velocidade básica do vento ( $V_o$ ) no Brasil (Figura 18), a fim de se determinar o valor a ser utilizado no município de Canoas, Rio Grande do Sul. Na região de interesse pode-se considerar, a favor da segurança, uma  $V_o$  de 50 m/s.



Figura 18: Isopletas da velocidade básica do vento no Brasil



Fonte: Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 6123 (ABNT, 2023).

A partir dos dados citados anteriormente, é possível calcular a velocidade característica do vento, conforme a equação 1 abaixo:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad \text{Equação 1}$$

Em seguida, foi utilizada a equação 2 para calcular a pressão dinâmica  $q$ , em Pascal, que o vento causa no equipamento, estrutura e cabo.

$$q = 0,613 V k^2 \quad \text{Equação 2}$$

A tabela 8 expressa os resultados obtidos a partir das equações mencionadas anteriormente.

Tabela 8: Resultados velocidade característica e pressão dinâmica do vento

<b>Velocidade característica</b>	
V <sub>k</sub> =	56 m/s 202 km/h
<b>Pressão dinâmica</b>	
q =	1922,4 N/m <sup>2</sup> 196 kgf/m <sup>2</sup>

Fonte: O autor (2023).

O próximo passo consistiu na determinação da força global devido à ação do vento, conforme equação 3 citada na NBR 6123 (ABNT, 2023).

$$F_a = C_a q A_e \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

F<sub>a</sub> = força de arrasto;

C<sub>a</sub> = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica;

A<sub>e</sub> = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento.

Inicialmente, calculou-se o esforço do vento atuante no cabo. Conforme figura 8, apresentada na seção 2.4, nota-se que o transformador de corrente está exatamente na metade do vão entre uma seccionadora e um disjuntor. Considerando que a ação do vento na direção transversal ao cabo se distribui entre os três equipamentos, pode-se admitir que o comprimento de influência no TC equivale aproximadamente a 4,10 m. Apesar de existir um ângulo de inclinação no condutor, para efeitos de simplificação, se despreza essas deflexões e os considera retilíneo.

O cabo de conexão é do tipo nu, com fios de alumínio, sem alma de aço e denominado CA 477 MCM COSMOS. Ele apresenta um diâmetro total de 20,10 mm e uma massa linear de 0,665 kg/m.

Conforme item 7.4 da NBR 6123 (ABNT, 2023), os coeficientes de arrasto de fios e cabos com relação comprimento por diâmetro maior que 60 dependem do número de Reynolds, conforme pode ser calculado pela equação 4 abaixo:

$$Re = 70000V_k d \quad \text{Equação (4)}$$

Onde:

Re = número de Reynolds;

V<sub>k</sub> = velocidade característica do vento;

d = diâmetro total do cabo.

O número de Reynolds encontrado foi  $7,82 \times 10^4$ . Assim, foi possível consultar a tabela 9 abaixo, adaptada da NBR 6123 (ABNT, 2023), para determinar o coeficiente de arrasto C<sub>a</sub> a ser utilizado. O caso em questão se encaixa na coluna de cabos torcidos e fios grossos, logo o coeficiente a ser utilizado deve ser 1,1.

Tabela 9: Coeficiente de arrasto para cabos e fios

Regime do fluxo (Re = 70000V <sub>k</sub> d) [V <sub>k</sub> em m/s; d em m]	Coeficiente de arrasto C <sub>a</sub> para:			
	Fio liso	Fio moderadamente liso (galvanizado ou pintado)	Cabos torcidos de fios finos	Cabos torcidos de fios grossos
Re ≤ 2,5 . 10 <sup>4</sup>	-	-	1,2	1,3
Re ≥ 4,2 . 10 <sup>4</sup>	-	-	0,7	1,1
Re ≤ 2,5 . 10 <sup>5</sup>	1,2	1,2	-	-
Re ≥ 4,2 . 10 <sup>5</sup>	0,5	0,7	-	-

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 6123 (ABNT, 2023).

A partir das informações elucidadas, é possível calcular os esforços no cabo devidos ao vento na direção X e Y, conforme a equação 3 citada anteriormente. Ressalta-se que, para a direção Y, a área de influência foi considerada como o produto entre o comprimento de influência e o diâmetro do cabo. No que se refere a direção X, considerou-se apenas a área de projeção do cabo. Em virtude de uma área transversal e longitudinal consideravelmente baixa, esperava-se valores mínimos para esse esforço. A tabela 10 abaixo exprime os resultados encontrados:

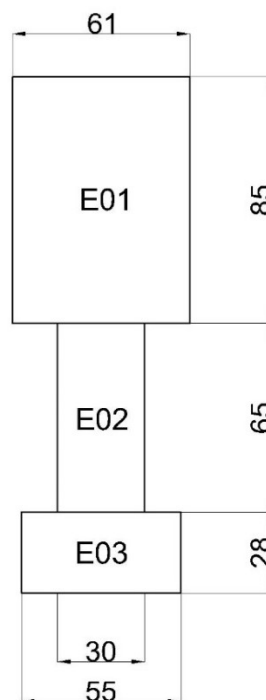
Tabela 10: Esforços do vento no cabo

Diâmetro do condutor - $d_c =$	0,0201 m
Comprimento do condutor: - $L_c =$	4,1 m
Área transversal - $A_t =$	0,00032 m <sup>2</sup>
Área longitudinal - $A_l =$	0,0824 m <sup>2</sup>
Razão - $L/d =$	203,98 -
Número de Reynolds - $Re =$	7,82E+04 -
Coefficiente de arrasto - $Ca =$	1,1 -
Pressão de referência - $q =$	196 kgf/m <sup>2</sup>
<b>Esforço do vento em X =</b>	<b>0,068 kgf</b>
<b>Esforço do vento em Y =</b>	<b>17,77 kgf</b>

Fonte: O autor (2024).

Após determinação dos esforços acima, partiu-se para o cálculo dos esforços no equipamento devidos ao vento. Em virtude da geometria variável do transformador de corrente, realizou-se a discretização do mesmo em três sólidos diferentes. O dimensional do equipamento consta na seção 2.5 deste trabalho. A discretização gerada seguiu conforme figura 19.

Figura 19: Discretização do equipamento



Fonte: O autor (2024).

Conforme item 7.1 da NBR 6123 (ABNT, 2023), além do coeficiente de arrasto  $C_a$ , é necessário considerar um fator de redução  $K$  para ajustar a magnitude da força do vento nessas seções. A tabela 11, adaptada da norma supracitada, fornece esses valores a partir de correlações entre o número de Reynolds e a razão entre o comprimento médio e o diâmetro dos elementos.

Tabela 11: Fator de redução  $K$  para barras prismáticas

$l/d$	2	5	10	20	40	50	100	$\infty$
<b>Barras prismáticas de seção circular em regime subcrítico (<math>Re &lt; 4,2 \cdot 10^5</math>)</b>	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1,0
<b>Barras prismáticas de seção circular em regime subcrítico (<math>Re \geq 4,2 \cdot 10^5</math>)</b>	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,0	1,0
<b>Barras prismáticas de faces planas</b>	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 6123 (ABNT, 2023).

No que tange ao coeficiente de arrasto  $C_a$  das seções E01 e E03, adotou-se a tabela 12, que indica os coeficientes de cada direção de acordo com a geometria da barra. Para a seção cilíndrica E02, utilizou-se a tabela 13, que foi retirada da mesma norma.

Tabela 12: Coeficiente de força para barras prismáticas de faces planas de comprimento infinito

$\alpha$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75	-0,95	+0,7
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05
180°	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0
$\alpha$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$
0°	+2,0	0	+2,5	0	+1,4	0	+2,05	0
45°	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6
90°	-1,6	+2,15	0	+0,6	0	+2,2	+0,5	+0,9
135°	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4	-	-	-	-
180°	-1,7	$\pm 2,1$	-1,8	0	-	-	-	-
$\alpha$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$
0°	+1,6	0	+2,0	0	+2,1	0	+2,0	0
45°	+1,5	+1,5	+1,8	+0,1	+1,4	+0,7	+1,55	+1,55
90°	0	+1,9	0	+0,1	0	+0,75	0	+2,0

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 6123 (ABNT, 2023).

Tabela 13: Coeficiente de arrasto para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito

Regime do fluxo ( $Re = 70000V_k d$ ) [ $V_k$ em m/s; $d$ em m]		$C_a$
Subcrítico	$Re < 4,2 \cdot 10^5$	1,2
Acima do crítico	$4,2 \cdot 10^5 \leq Re < 8,4 \cdot 10^5$	0,6
	$8,4 \cdot 10^5 \leq Re < 2,3 \cdot 10^6$	0,7
	$Re \geq 4,2 \cdot 10^6$	0,8

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 6123 (ABNT, 2023).

O número de Reynolds da seção E02 foi calculado conforme a equação 4 citada anteriormente. Para as seções E01 e E03, adotou-se a equação 5, que ao invés do diâmetro  $d$ , considera a dimensão  $l_1$  do equipamento, conforme disposto a seguir:

$$Re = 70000V_k l_1 \quad \text{Equação (5)}$$

Onde:

Re = número de Reynolds;

$V_k$  = velocidade característica do vento;

$l_1$  = dimensão perpendicular a incidência do vento.

A partir dos parâmetros definidos, calculou-se o esforço do vento em cada seção, conforme a equação 3, mas considerando os fatores de redução no cálculo. O valor total horizontal do esforço do vento na direção X e Y resultou em 183,65 kgf. Nota-se que, apesar de a relação comprimento por altura das seções E01 e E02 resultar em valores que não estavam na tabela 11, uma interpolação linear levou a resultados muito próximos ao recomendado. Assim, adotou-se um fator K de 0,62 para a seção E01 e um fator K de 0,80 para a seção E02. Para a seção E03, a relação comprimento por altura resultou em 0,51, de forma que se fez necessário realizar uma interpolação linear para determinar K. As tabelas a seguir resumem os resultados encontrados:

Tabela 14: Resultado do esforço do vento na seção E01 do equipamento

<b>SEÇÃO E01</b>	
Comprimento - $l_1$ =	0,61 m
Largura - $l_2$ =	0,61 m
Altura - $h$ =	0,85 m
Área - $A$ =	0,5185 m <sup>2</sup>
Razão - $h/l_1$ =	1,4 -
Número de Reynolds - $Re$ =	2,37E+06 -
Fator de Redução - $K$ =	0,62 -
Coefficiente de arrasto - $C_a$ =	2 -
Pressão de referência =	196 kgf/m <sup>2</sup>

Tabela 14: Resultado do esforço do vento na seção E01 do equipamento (Conclusão)

<b>Esforço do vento em X =</b>	<b>126,02 kgf</b>
<b>Esforço do vento em Y =</b>	<b>126,02 kgf</b>

Fonte: O autor (2024).

Tabela 15: Resultado do esforço do vento na seção E02 do equipamento

<b>SEÇÃO E02</b>	
Diâmetro - $d1 =$	0,30 m
Altura - $h =$	0,65 m
Área - $A =$	0,195 m <sup>2</sup>
Razão - $h/d1 =$	2,17 -
Número de Reynolds - $Re =$	1,17E+06 -
Fator de Redução - $K =$	0,80 -
Coefficiente de arrasto - $Ca =$	0,70 -
Pressão de referência - $q =$	196 kgf/m <sup>2</sup>
<b>Esforço do vento em X =</b>	<b>21,40 kgf</b>
<b>Esforço do vento em Y =</b>	<b>21,40 kgf</b>

Fonte: O autor (2024).

Tabela 16: Resultado do esforço do vento na seção E03 do equipamento

<b>SEÇÃO E03</b>	
Comprimento - $l1 =$	0,55 m
Largura - $l2 =$	0,55 m
Altura - $h =$	0,28 m
Área - $A =$	0,154 m <sup>2</sup>
Razão - $h/l1 =$	0,51 -
Número de Reynolds - $Re =$	2,14E+06 -
Fator de Redução - $K =$	0,60 -
Coefficiente de arrasto - $Ca =$	2 -
Pressão de referência - $q =$	196 kgf/m <sup>2</sup>



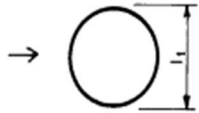
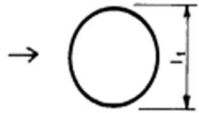
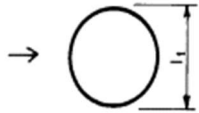
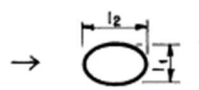
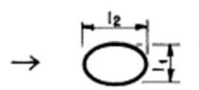
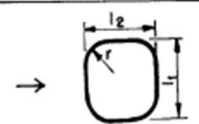
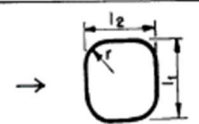
Tabela 16: Resultado do esforço do vento na seção E03 do equipamento (Conclusão)

<b>Esforço do vento em X =</b>	<b>36,23 kgf</b>
<b>Esforço do vento em Y =</b>	<b>36,23 kgf</b>

Fonte: O autor (2024).

Na determinação do coeficiente de arrasto para o vento no capitel e no suporte de concreto adotou-se a tabela 17, adaptada da NBR 6123 (ABNT, 2023).

Tabela 17: Coeficiente de arrasto para corpos de seção constante

Planta	$Re^{(A)}$ $\times 10^{-5}$	$h/l_1$						
		1/2	1	2	5	10	20	$\infty$
	$\leq 3,5$	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
	$\geq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
	liso (metal, concreto, alvenaria rebocada)							
	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2
	com rugosidade ou saliências = $0,02 l_1$							
	Todos valores	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4
	com rugosidade ou saliências = $0,08 l_1$							
	$\leq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
	$\geq 7$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	$\leq 7$	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,7
	$\geq 8$	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5
	$\leq 3,5$	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	1,0
	$\geq 4,2$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
	$\leq 7$	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,3
	$\geq 8$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 6123 (ABNT, 2023).

Após determinação do coeficiente  $C_a$ , adotou-se novamente a equação 3 para calcular a força do vento. A tabela 18 resume os resultados encontrados:

Tabela 18: Resultado dos esforços do vento no capitel

<b>CAPITEL</b>	
Comprimento - $l_1$ =	0,72 m
Largura - $l_2$ =	0,72 m
Altura - $h$ =	0,15 m
Área - $A$ =	0,108 m <sup>2</sup>
Razão - $h/l_1$ =	0,20 -
Número de Reynolds - $Re$ =	2,80E+06 -
Coefficiente de arrasto - $C_a$ =	0,50 -
Pressão de referência - $q$ =	196 kgf/m <sup>2</sup>
<b>Esforço do vento em X =</b>	<b>10,58 kgf</b>
<b>Esforço do vento em Y =</b>	<b>10,58 kgf</b>

Fonte: O autor (2024).

Tabela 19: Resultado do esforço do vento no suporte

<b>SUPORTE</b>	
Comprimento - $l_1$ =	0,25 m
Largura - $l_2$ =	0,25 m
Altura - $h$ =	3,45 m
Área - $A$ =	0,8625 m <sup>2</sup>
Razão - $h/l_1$ =	13,8 -
Número de Reynolds - $Re$ =	9,72E+05 -
Coefficiente de arrasto - $C_a$ =	0,60 -
Pressão de referência =	196 kgf/m <sup>2</sup>
<b>Esforço do vento em X =</b>	<b>101,43 kgf</b>
<b>Esforço do vento em Y =</b>	<b>101,43 kgf</b>

Fonte: O autor (2024).

### 5.1.3 Ação de Tração dos cabos

O esforço de tração nos condutores depende de parâmetros eletromecânicos, tais como a tração de ruptura e o coeficiente de dilatação térmica do cabo. Além disso, fatores como o

vão de projeto, o peso dos condutores e a altura de fixação dos cabos também influenciam nesse esforço. A determinação dessa força pende muito mais para a área da engenharia elétrica do que para a engenharia civil, de forma que não é objetivo deste trabalho o cálculo dela.

O equipamento de TC está sujeito a tração dos cabos em dois sentidos opostos, de forma que, na prática, há uma resultante entre elas. A fim de se preservar a segurança do dimensionamento, considera-se nas combinações de cálculo, a ocasião em que há tração em apenas um dos sentidos do equipamento. Essa situação pode ocorrer no caso de manutenções na rede, ou até mesmo se um dos cabos romper. Segundo Nardelli (2016), pode-se considerar um valor conservador de 35 kgf para esse esforço, mas que, em virtude da possível potencialização da rede do projeto, considera-se a conexão de mais um cabo e multiplica esse valor por 2. Os critérios executivos de projeto de uma empresa especializada indicam considerar no dimensionamento uma tração mínima de 50 kgf. Neste caso, optou-se por utilizar 50 kgf como esforço de tração.

#### 5.1.4 Ação de curto-circuito

Um curto-circuito corresponde a uma situação de anomalia em um sistema elétrico, na qual uma corrente muito maior que a nominal percorre nas fases desse sistema. Esse efeito pode surgir por fatores internos ou externos, como, por exemplo, a queda de um galho entre fases, queda de uma fase no solo e falha de isolamento no enrolamento de um transformador (HECK, 2017). De acordo com a norma americana IEEE 605 (2008), o esforço de curto circuito depende de fatores como: o espaçamento entre os condutores, a magnitude da corrente de falha, do grau de assimetria do curto e etc.

Segundo a norma europeia IEC 60685 (2011), a fundação adotada para um equipamento qualquer deve ser capaz de resistir ao pior dentre os três esforços possíveis provenientes do curto circuito. Esses ocorrem devido à oscilação, devido ao efeito ricochete pós a oscilação e também devido a atração de subcondutores. A força gerada faz com que surjam esforços no sentido transversal do condutor (ASCE, 2008).

A determinação do esforço de curto-circuito é algo extremamente complexo. Na prática, muitas equações levam a resultados conservadores (ASCE, 2008). Assim, o presente trabalho optou por utilizar a equação 6, proposta pelo *Conseil International des Grands Réseaux Electriques* (CIGRE, 1987).

$$F = 0,0721 \frac{(I_k^m)^2}{a} L \quad \text{Equação (6)}$$

Onde:

$F$  = força de curto circuito (kgf);

$I_k^n$  = corrente inicial simétrica de curto-circuito (kA);

$a$  = distância entre fases (m);

$L$  = comprimento do vão (m).

Para determinar a corrente inicial simétrica de curto, consultou-se o memorial descritivo de uma empresa privada. O memorial é referente a uma subestação com características semelhantes ao caso estudado. A empresa propõe uma corrente equivalente a 10,38 kA para equipamentos monofásicos em subestações 69 kV. A mesma também sugere um aumento de 30% ao valor de corrente recomendado, a fim de se prever ampliações ao sistema de transmissão. Dessa forma, o presente trabalho adotou uma corrente inicial-simétrica de curto circuito equivalente a 13,50 kA.

A distância entre fases para os equipamentos da subestação 69 kV é padronizada e vale 1,75 m. Isso indica que a distância entre o cabo do TC estudado e o cabo de um TC adjacente, dista 1,75 m. O comprimento de influência do cabo, vale 4,10 m. A partir dessas informações, foi possível calcular o esforço de curto, conforme mostra a tabela 20:

Tabela 20: Resultado do esforço de curto-circuito

<b>FORÇA DE CURTO-CIRCUITO</b>	
Corrente de curto -	13,5 kA
Distância entre fases - a =	1,75 m
Comprimento do cabo - L =	4,10 m
<b>Esforço de curto-circuito em Y = 30,79 kgf</b>	

Fonte: O autor (2024).

### 5.1.5 Ações verticais

No que tange as ações verticais que são transmitidas à fundação, pode-se citar o peso do cabo, do equipamento, do capitel e do suporte. A tabela 21 a seguir, indica todos os valores dos esforços verticais considerados no sistema:

Tabela 21: Esforços verticais na fundação

<b>PESOS</b>	
Peso do condutor - $P_c =$	2,73 kgf
Peso do equipamento - $P_e =$	275 kgf
Peso do capitel - $P_{cp} =$	165 kgf
Peso do suporte - $P_s =$	539 kgf
<b>Esforço vertical em Z =</b>	<b>981,73 kgf</b>

Fonte: O autor (2024).

### 5.1.6 Combinação crítica – Dimensionamento geotécnico

Após determinação dos esforços atuantes na fundação, partiu-se para a análise das combinações possíveis de cálculo. Assim, montou-se a tabela 22 com os braços de alavanca de cada componente do sistema, a fim de se determinar os momentos máximos atuantes no tubulão curto. Observa-se que a força horizontal do vento no equipamento foi dividida em três componentes, conforme os cálculos na seção 5.1.4. Os momentos foram calculados até o topo da fundação, que corresponde a cota -0,10 m. Esse respaldo de 10 centímetros abaixo do nível do solo é importante para passagem de cabos do TC. Nota-se que para o suporte, foi considerado a espessura de 10 centímetros de brita sob ele, de forma que o vento incide nos 2,45 m restantes da estrutura (ver figura 11, representada na seção 2.5).

Tabela 22: Braços de alavanca para cada força transversal

<b>Braços de alavanca</b>	
Força de curto circuito - $F_{cc} =$	<b>4,58 m</b>
Força de tração do cabo - $FT_c =$	<b>4,58 m</b>
Vento no cabo - $V_c =$	<b>4,58 m</b>
Vento no equipamento - $V_{e01} =$	<b>4,155 m</b>
Vento no equipamento - $V_{e02} =$	<b>3,405 m</b>
Vento no equipamento - $V_{e03} =$	<b>2,94 m</b>
Vento no capitel - $V_{cp} =$	<b>2,725 m</b>
Vento no suporte - $V_s =$	<b>1,425 m</b>

Fonte: O autor (2024).

As combinações calculadas, em termos de cargas características constam na tabela 23. Para fins de segurança, calculou-se o momento e a força horizontal resultante, conforme tabela 24. A combinação crítica foi a gerada pela hipótese 2, que considera a ação do vento no sistema junto ao curto circuito, além das cargas permanentes. Nessa hipótese, nota-se o maior momento  $M_z$  resultante, além da maior força horizontal resultante.

Tabela 23: Resultado de cada combinação do dimensionamento geotécnico

<b>Combinações - Dimensionamento Geotécnico</b>					
<b>Hipótese</b>	<b>Z</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>	<b>MY</b>	<b>MX</b>
1	981,73	313,43	50	229	957,74
2	981,73	344,21	50	229	1098,74
3	981,73	0,00	345,73	1105,67	0,00
4	981,73	30,79	345,73	1105,67	141

Unidades (kgf) e (kgf.m)

Fonte: O autor (2024).

Tabela 24: Resultantes de cada hipótese do dimensionamento geotécnico

<b>Combinações - Dimensionamento Geotécnico - Resultantes</b>			
<b>Hipótese</b>	<b>Z</b>	<b>Hz</b>	<b>Mz</b>
1	981,73	317,39	984,73
<b>2</b>	<b>981,73</b>	<b>347,83</b>	<b>1122,35</b>
3	981,73	345,73	1105,67
4	981,73	347,10	1114,63

Unidades (kgf) e (kgf.m)

Fonte: O autor (2024).

### 5.1.7 Combinação crítica – Dimensionamento estrutural

Para determinação da combinação crítica ao dimensionamento estrutural, em termos de carga de trabalho, realizou-se o mesmo processo citado na seção anterior. A diferença nessa etapa foi que as forças foram multiplicadas pelos coeficientes de ponderação e minoração citados no início deste capítulo. A combinação crítica foi a dada pela hipótese 2, que considera

o vento em X como a ação variável principal e a força de curto circuito a ação variável secundária. As tabelas 25 e 26 expõe os resultados obtidos.

Tabela 25: Resultado de cada combinação do dimensionamento estrutural

<b>Combinações - Dimensionamento Estrutural</b>					
<b>Hipótese</b>	<b>Z</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>	<b>MY</b>	<b>MX</b>
1	1374,42	471,12	70	320,60	1488,88
2	1374,42	32,32	484,0	1547,94	148,05
3	1374,42	306,38	70	320,60	1001,90
4	1374,42	43,10	318,41	1057,01	197,40

Unidades (kgf) e (kgf.m)

Fonte: O autor (2024).

Tabela 26: Resultantes de cada combinação do dimensionamento estrutural

<b>Combinações - Dimensionamento Estrutural - Resultantes</b>			
<b>Hipótese</b>	<b>Z</b>	<b>H<sub>z</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
1	1374,42	476,30	1523,01
<b>2</b>	<b>1374,42</b>	<b>485,10</b>	<b>1555,01</b>
3	1374,42	314,27	1051,94
4	1374,42	321,32	1075,28

Unidades (kgf) e (kgf.m)

Fonte: O autor (2024).

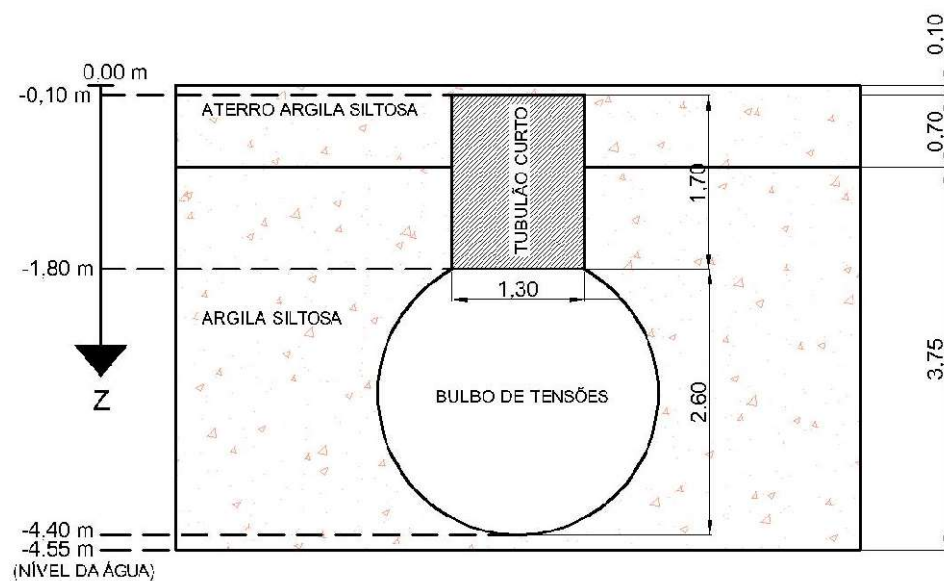
## 5.2 PARÂMETROS DO SOLO

Conforme discutido na seção 2.3, os furos de sondagem que podem ser adotados para o dimensionamento geotécnico são: SP06, SP08 e SP10. Dentre os pontos mencionados, o furo SP06 é o que apresenta o menor  $N_{SPT}$  ao longo dos três primeiros metros de profundidade. Todos os pontos apresentam camadas de argila siltosa e silte argiloso oscilando entre consistências médias a rijas.

A fim de se preservar a segurança no dimensionamento, optou-se por adotar os parâmetros do solo do ponto SP06. Inicialmente, estimou-se uma profundidade para o bulbo de tensões, considerando um tubulão curto hipotético de 1,3 metros de diâmetro por 1,7 metros de comprimento. Essas dimensões servem apenas como um ponto de partida ao dimensionamento. No projeto em questão, deve-se considerar os locais de corte e aterro fornecidos pelo projeto de terraplenagem. Próximo ao furo SP06, pode-se assumir uma espessura média de aterro equivalente a 80 centímetros. Na ausência de informações a respeito do tipo de solo a ser utilizado no aterro, adota-se a mesma classificação da camada subsequente, ou seja, uma espessura de argila siltosa.

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), a profundidade do bulbo de uma sapata circular equivale ao dobro de seu diâmetro. Apesar de o caso proposto não corresponder exatamente a uma sapata, conforme elucidado na seção 3.1, pode-se considerar que a profundidade do bulbo segue a mesma regra determinada pelos autores citados. A fim de se facilitar o cálculo da capacidade de carga do solo, admite-se uma camada homogênea de argila siltosa ao longo do bulbo de tensões. Pode-se realizar tal simplificação visto que o perfil apresenta camadas de solo com características semelhantes entre si. Assim, conforme figura 20, pode-se observar o bulbo de tensões da fundação.

Figura 20: Bulbo de tensões da fundação



Fonte: O autor (2024).



Nota-se que o bulbo incorpora as resistências de  $N_{SPT}$  7, 6 e 15 respectivamente. Dessa forma, calcula-se o  $N_{SPT}$  médio da camada de solo conforme abaixo:

$$N_{SPTm\u00e9dio} = \frac{(7 + 6 + 15)}{3} = 9,3$$

A partir das características do solo em questão, e em virtude da sua localização geográfica, verifica-se que se trata de um solo residual. Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), não há metodologia semi-empírica específica para determinação de parâmetros geotécnicos tais como ângulo de atrito, intercepto coesivo ou módulo de elasticidade para solos residuais a partir dos resultados de ensaios de SPT. Apenas com a execução de ensaios geotécnicos de laboratório que é possível estabelecer os parâmetros desses tipos de solo. Na ausência desses parâmetros, pode-se utilizar, preliminarmente, tabelas empíricas encontradas na literatura. O presente trabalho fez uso da tabela 27 para estimar o peso específico natural e submerso do solo, o ângulo de atrito e a coesão.

Tabela 27: Parâmetros geotécnicos do solo

Tipo de Solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m <sup>2</sup> )	Peso específico		Ângulo de atrito efetivo (°)	Intercepto coesivo efetivo (tf/m <sup>2</sup> )
			Natural (t/m <sup>3</sup> )	Saturado (t/m <sup>3</sup> )		
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0-2	100	1,7	1,8	20	0,75
	3-5	100 - 250	1,8	1,9	23	1,5
	6-10	250 - 500	1,9	1,9	24	2,0
	11-19	500 - 1000	1,9	1,9	24	3,0
	20-30	3000 - 10000	2,0	2,0	25	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25	5,0

Fonte: Adaptado materiais Joppert Jr. (2007).

O método russo de dimensionamento considera como premissa uma solução de fundação do tipo rígida com contenções laterais e apoio do tipo Winkler. Desse modo, torna-se necessário estudar os coeficientes de reação vertical e horizontal do solo em questão. Em seu

estudo, Timerman (1980) desenvolveu tabelas que sugerem valores para o coeficiente de reação vertical. A tabela 28 expõe esses valores:

Tabela 28: Valores para o coeficiente de reação vertical segundo Timerman (1980)

<b>NATUREZA DO SOLO</b>	<b><math>K_n</math> (tf/m<sup>3</sup>)</b>
<b>AREIA</b>	
Areia de granulação fina úmida.	1.000 a 2.000
Areia de granulação fina seca.	6.000 a 9.000
Areia com cascalho grosso	11.000 a 13.000
Solo arenoso bastante compacto grosso.	13.000 a 16.000
<b>ARGILA</b>	
Argila mole	2.000 a 4.000
Argila média	5.000 a 8000
Argila rija	10.000
Aterro fofo de terra	1.000 a 2.000
Turfa, pântano	500 a 1.000

Fonte: Adaptado de Timerman (1980).

Béton-Kanlender (1962, *apud* MORAES, 1976) fornece valores para o coeficiente de reação vertical de acordo com o tipo de solo, conforme expresso pela tabela 29:

Tabela 29: Valores do coeficiente de reação vertical segundo Béton-Kanlender (1962)

<b>Valores de Coeficiente de Reação Vertical <math>K_v</math> (kgf/cm<sup>3</sup>)</b>	
Turva leve-solo pantanoso	1
Turva pesada-solo pantanoso	1,5
Areia fina de praia	1,5
Aterro de silte, areia de cascalho	2
Argila molhada	3

Tabela 29: Valores do coeficiente de reação vertical segundo Béton-Kanlender (1962) (Conclusão)

Argila úmida	5
Argila seca	8
Argila seca endurecida	10
Silte compactado com areia e pedra	10
Silte compactado com areia e muita pedra	12
Cascalho miúdo com areia fina	12
Cascalho médio com areia fina	12
Cascalho grosso com areia grossa	15
Cascalho grosso com pouca areia	20
Cascalho grosso com pouca areia compactada	25

Fonte: Adaptado de Moraes (1976).

Safe e Morrison (1993, *apud* TQS, 2011) em seus estudos, correlacionaram o NSPT médio dentro do bulbo de tensões com o valor do coeficiente de reação vertical, conforme expresso na tabela 30:

Tabela 30: Valores para o coeficiente de reação vertical segundo Safe e Morrison (1993)

Tensão adm (kgf/cm <sup>2</sup> )	Kv (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tensão adm (kgf/cm <sup>2</sup> )	Kv (kgf/cm <sup>2</sup> )
0,25	0,65	2,15	4,3
0,3	0,78	2,2	4,4
0,35	0,91	2,25	4,5
0,4	1,04	2,3	4,6
0,45	1,17	2,35	4,7
0,5	1,3	2,4	4,8
0,55	1,39	2,45	4,9
0,6	1,48	2,5	5
0,65	1,57	2,55	5,1
0,7	1,66	2,6	5,2
0,75	1,75	2,65	5,3
0,8	1,84	2,7	5,4
0,85	1,93	2,75	5,5
0,9	2,02	2,8	5,6
0,95	2,11	2,85	5,7
1	2,2	2,9	5,8
1,05	2,29	2,95	5,9
1,1	2,38	3	6

Tabela 30: Valores para o coeficiente de reação vertical segundo Safe e Morrison (1993) (Conclusão)

1,15	2,47	3,05	6,1
1,2	2,56	3,1	6,2
1,25	2,65	3,15	6,3
1,3	2,74	3,2	6,4
1,35	2,83	3,25	6,5
1,4	2,92	3,3	6,6
1,45	3,01	3,35	6,7
1,5	3,1	3,4	6,8
1,55	3,19	3,45	6,9
1,6	3,28	3,5	7
1,65	3,37	3,55	7,1
1,7	3,46	3,6	7,2
1,75	3,55	3,65	7,3
1,8	3,64	3,7	7,4
1,85	3,73	3,75	7,5
1,9	3,82	3,8	7,6
1,95	3,85	3,85	7,7
2	3,9	3,9	7,8
2,05	3,95	3,95	7,9
2,1	4	4	8

Fonte: Adaptado de TQS (2011).

Para adotar a tabela acima, sugere-se o cálculo da tensão admissível do solo a partir da equação 7 semi-empírica a seguir:

$$\sigma_{adm} = 0,20 \cdot NSPT_{med} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde:

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível (kgf/cm<sup>2</sup>);

$NSPT_{med}$  = valor médio dos SPT dentro do bulbo de tensões.

No que tange a determinação do coeficiente de reação horizontal, Timerman (1980) propõe utilizar a equação 8, que correlaciona o coeficiente de reação vertical e o coeficiente de Poisson do solo:

$$K_h = \nu K_n$$

(Equação 8)

Onde:

$K_h$  = coeficiente de reação horizontal;

$K_n$  = coeficiente de reação vertical;

$\nu$  = coeficiente de Poisson do solo;

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), Teixeira e Godoy (1996) sugerem valores para o coeficiente de Poisson, conforme a tabela 31:

Tabela 31: Valores do coeficiente de Poisson propostos por Teixeira e Godoy (1996)

<b>NATUREZA DO SOLO</b>	<b>COEFICIENTE DE POISSON</b>
Areia pouco compacta	0,20
Areia compacta	0,40
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

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

Um dos fatores utilizados no cálculo da rigidez do tubulão curto é o coeficiente de reação horizontal  $\eta_h$ , também encontrado na literatura como taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal do solo. Murthy (2003) indica alguns valores para o caso de solo não coesivo, conforme expõe a tabela 32.

Tabela 32: Valores da taxa do coeficiente de reação horizontal proposto por Murthy (2003)

Densidade/ Condição de inundação	$\eta_h$ , [MN/m <sup>3</sup> ] Seca ou úmida	$\eta_h$ , [MN/m <sup>3</sup> ] Submersa
Fofa 4 < N <sub>spt</sub> < 10	15	10
Med. compacta 10 < N <sub>spt</sub> < 30	45	30
Densa 30 < N <sub>spt</sub> < 50	175	100

Fonte: Adaptado de Murthy (2003).

A tabela 33 resume os parâmetros do solo considerado para o projeto em questão. No que se refere aos valores de intercepto coesivo, ângulo de atrito e peso específico natural e submerso do solo, adotou-se a tabela 27. Para o coeficiente de reação vertical, realizou-se uma média entre os valores propostos por Timerman (1980), Béton-Kandeler (1962) e Safe e Morrison (1993). A partir da equação 7, encontrou-se uma tensão admissível do solo de aproximadamente 1,9 kgf/cm<sup>2</sup>, de forma que foi possível adotar a tabela 30 de Safe e Morrison (1993). No que tange ao coeficiente de reação horizontal do solo, adotou-se a equação 8, utilizando um coeficiente de Poisson igual a 0,2 (valor intermediário para argilas não saturadas). Por fim, para a taxa do coeficiente de reação horizontal, adotou-se 45 MN/m<sup>3</sup> conforme indicado na tabela 32.

Tabela 33: Resumo dos parâmetros adotados para o solo

<b>PROPRIEDADES DO SOLO - ARGILA SILTOSA</b>	
Intercepto coesivo - $c'$ =	20 kPa
Peso específico Natural - $\gamma_n$ =	1900 kgf/m <sup>3</sup>
Peso específico Submerso - $\gamma_s$ =	1900 kgf/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito - $\theta$ =	24 °
Coeficiente de reação vertical - $K_v$ =	
Timerman (1980) =	6,5 kgf/cm <sup>3</sup>

Tabela 33: Resumo dos parâmetros adotados para o solo (Conclusão)

Béton-Kanlender (1962) =	8,0 kgf/cm <sup>3</sup>
Morrison (1993) =	3,82 kgf/cm <sup>3</sup>
Média - $K_v$ =	6,11 kgf/cm <sup>3</sup>
Coefficiente de reação horizontal - $K_h$ =	1,22 kgf/cm <sup>3</sup>
Coefficiente de Poisson - $\nu$ =	0,2 -
Coefficiente de reação horizontal - $\eta_h$ =	4,59 kgf/cm <sup>3</sup>

---

Fonte: O autor (2024).

### 5.3 CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO

#### 5.3.1 Métodos adotados

Conforme citado na seção 3.1, a solução adotada está entre uma fundação superficial e profunda. Na seção anterior, adotou-se dimensões fictícias da fundação para se determinar a cota do bulbo de tensões. Para Terzaghi (1943), uma fundação pode ser considerada superficial quando o dobro da largura é igual ou maior a profundidade. Nota-se que, para as dimensões iniciais escolhidas ao dimensionamento, essa premissa é satisfeita. Assim sendo, adotou-se métodos analíticos e semi-empíricos de fundações superficiais para determinação da capacidade de carga do solo.

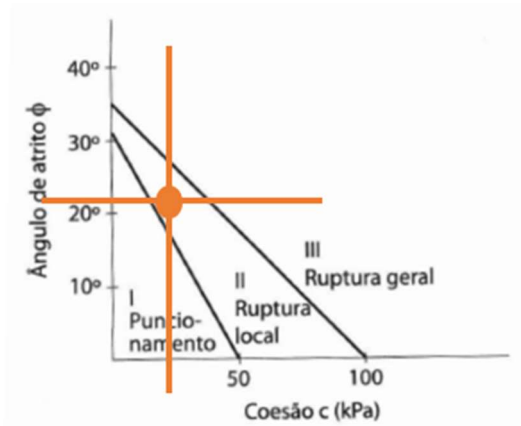
No que tange ao uso do método analítico, adotou-se a formulação generalizada de Terzaghi (1943) modificada por Brinch Hansen (1961). Para os métodos semi-empíricos, empregou-se o método de Mello (1975), o método de Ruver (2005) e o método de Teixeira e Godoy (1996). Ressalta-se que o objetivo principal desta etapa é realizar uma média aritmética entre todos os métodos utilizados a fim de se determinar a tensão admissível de cálculo.

#### 5.3.2 Teoria da capacidade de carga de Terzaghi (1943), Hansen (1961)

Vesic (1975, *apud* Velloso; Lopes, 2010) em seu trabalho verificou três tipos diferentes de ruptura do solo, sendo elas: generalizada, local ou por puncionamento. A identificação do mecanismo de ruptura possível é essencial na fase de projeto, visto que reduções empíricas podem ser necessárias aos parâmetros de resistência do solo. O presente trabalho fez uso do diagrama proposto por Cintra, Aoki e Albiero (2011), que sugere faixas para o mecanismo de ruptura a partir de correlações entre a coesão e o ângulo de atrito. O caso aplicado no projeto

vigente consta na figura 21. Nota-se que, para um intercepto coesivo de 20 kPa e um ângulo de atrito de 24°, a ruptura ocorre de forma localizada.

Figura 21: Modo de ruptura



Fonte: Adaptado de Cintra Aoki e Albiero (2011)

O mecanismo de ruptura local ocorre em solos intermediários, como, por exemplo, em argilas medianamente rijas e areias medianamente compactas. No cálculo da capacidade de carga do solo para fundações superficiais, adota-se a formulação de Terzaghi (1943) modificada por Brinch Hansen (1961). Cintra, Aoki e Albiero (2011) propõem que, para a capacidade de carga de solos sujeitos a ruptura local, adote-se o valor médio entre a tensão calculada para a ruptura generalizada e por puncionamento. Caso a ruptura ocorra por puncionamento, os autores sugerem reduções empíricas nos parâmetros de resistência. De forma conservadora, pode-se, então, calcular a capacidade de carga para solos com ruptura localizada da mesma forma que para solos de ruptura por puncionamento. No presente trabalho, adotou-se esse procedimento.

A formulação de Terzaghi (1943) modificada por Brinch Hansen (1961) é expressa pela equação 9:

$$\sigma_r = s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot c' \cdot N_c + s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \gamma_n \cdot D \cdot N_q + s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \gamma_n \cdot N_\gamma$$

Equação (9)



Onde:

$\sigma_r$  = tensão de ruptura;

$c'$  = intercepto coesivo;

$s$  = fatores de forma;

$i$  = fatores de inclinação do carregamento e excentricidade;

$d$  = fatores de profundidade da fundação;

$D$  = profundidade da fundação;

$b$  = fatores de inclinação da fundação;

$g$  = fatores de inclinação do terreno superficial;

$B$  = largura da sapata;

$\gamma_n$  = peso específico do solo.

Basicamente, a equação 9 é dividida em três parcelas, nas quais a coesão, a sobrecarga e o atrito corroboram para o aumento da tensão de ruptura do solo. Adotou-se as equações 10 e 11 para realizar as reduções empíricas nos parâmetros de resistência.

$$c' = \frac{2}{3}c \quad (\text{Equação 10})$$

$$\varphi' = \arctg\left(\frac{2}{3}\text{tg}\varphi\right) \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

$c'$  = intercepto coesivo efetivo;

$\varphi'$  = ângulo de atrito efetivo.

Assim, os novos valores de  $c'$  e  $\varphi'$  valem 13,3 kPa e 16,5°, respectivamente.

Os fatores de capacidade de carga, denominados por  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$  podem ser obtidos, respectivamente, pelas equações 12, 13, 14.

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}\varphi'} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{Equação 12})$$

$$N_c = \cot g \varphi'. (N_q - 1) \quad (\text{Equação 13})$$

$$N_\gamma = 2. (N_q + 1). \varphi' \quad (\text{Equação 14})$$

Os resultados obtidos para os fatores de capacidade de carga foram:

$$N_q = 4,56, N_c = 12 \text{ e } N_\gamma = 3,30$$

Os fatores de forma, denominados por  $s_q$ ,  $s_c$  e  $s_\gamma$ , podem ser calculados, respectivamente, pelas equações 15, 16 e 17. Ressalta-se que, para o fator  $s_\gamma$ , analisou-se a tabela estabelecida por De Beer (1967, *apud* Cintra *et al.*, 2011). Essa tabela indica que para sapatas de base circular ou quadrada, o respectivo fator deve ser 0,6.

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (\text{Equação 15})$$

$$s_q = 1 + tg \varphi' \quad (\text{Equação 16})$$

$$s_\gamma = 0,60 \quad (\text{Equação 17})$$

Os resultados obtidos para os fatores de forma foram:

$$s_c = 1,38, s_q = 1,30 \text{ e } s_\gamma = 0,60$$

Para os fatores de inclinação da base, denominados por  $b_q$ ,  $b_c$  e  $b_\gamma$ , aplica-se as equações 18, 19.

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha. tg \varphi')^2 \quad (\text{Equação 18})$$

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c \cdot tg\varphi')} \quad (\text{Equação 19})$$

Onde:

$\alpha$  = ângulo de inclinação da base da fundação.

O tubulão curto apresenta uma base plana, de forma que o ângulo  $\alpha$  é nulo. Assim, os resultados obtidos para os fatores de inclinação foram:

$$b_c = 1,00, b_q = 1,00 \text{ e } b_\gamma = 1,00$$

No que se refere aos fatores de inclinação do terreno, denominados por  $g_q$ ,  $g_c$  e  $g_\gamma$ , adota-se as equações 20 e 21.

$$g_q = g_\gamma = (1 - tg\omega)^2 \quad (\text{Equação 20})$$

$$g_c = g_q - \frac{(1 - g_q)}{(N_c \cdot tg\varphi')} \quad (\text{Equação 21})$$

Onde:

$\omega$  = ângulo de inclinação do terreno ( $^\circ$ ).

O tubulão curto está assentado em um terreno plano, de forma que o ângulo  $\omega$  é nulo. Assim, os resultados obtidos para os fatores de inclinação foram:

$$g_c = 1,00, g_q = 1,00 \text{ e } g_\gamma = 1,00$$

No que tange ao cálculo dos fatores de inclinação do carregamento e excentricidade, denominados por  $i_q$ ,  $i_c$  e  $i_\gamma$ , faz-se necessário considerar que os momentos atuantes geram excentricidades na fundação. Dessa forma, considera-se um deslocamento do centro de gravidade da sapata, que é capaz de gerar novas tensões na sapata em questão. Para considerar esse efeito, calcula-se uma área efetiva ( $A'$ ) usando a largura fictícia ( $B1'$ ) e o comprimento fictício ( $B2'$ ) da fundação. Segundo Rocha (2020), a área efetiva nada mais é que a área do tubulão que aplica esforços de compressão no solo durante um carregamento excêntrico

Ferreira (2014), em sua dissertação de mestrado, defende que em fundações submetidas a grandes esforços transversais, deve-se considerar que a espessura da fundação contribui para contrariar os efeitos excêntricos gerados. Dessa forma, o autor ressalta a importância de considerar o peso próprio da fundação no dimensionamento geotécnico. As equações 22, 23 e 24 demonstram como considerar os efeitos da excentricidade:

$$B1' = B1 - 2e_1 \quad (\text{Equação 22})$$

$$B2' = B2 - 2e_1 \quad (\text{Equação 23})$$

$$A' = B1' \cdot B2' \quad (\text{Equação 24})$$

Onde:

$B1$  = largura da sapata em metros (m);

$B2$  = comprimento da sapata em metros (m);

$e_n$  = excentricidade do elemento na direção  $n$ , obtido pela divisão do momento fletor e a carga axial (m).

As expressões para  $B1'$  e  $B2'$  se aplicam nos casos de fundações retangulares. Conforme expresso no trabalho de Aguiar (2015), para outros formatos de fundação torna-se necessário fazer com que o ponto geométrico de aplicação da carga se localize no centro geométrico da área efetiva. Após isso, deve-se transformar a área efetiva de formato qualquer em uma área de formato retangular, a fim de se utilizar as equações supracitadas. Veloso e Lopes (2010) fazem menção a essa consideração a partir da figura 22.

Figura 22: Área efetiva em fundações superficiais de bases circulares



Fonte: Veloso e Lopes (2010)

Em virtude de uma excentricidade de apenas 3,6 centímetros na direção X, adotou-se uma simplificação para o cálculo da área efetiva do círculo, considerando-se apenas a excentricidade na direção Y. Taiebat e Carter (2002, *apud* ROCHA, 2021) descrevem a equação para o cálculo da área efetiva em bases circulares, conforme expresso pela equação 25.

$$A' = \frac{D^2}{2} \left( \text{arc cos} \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D}\right)^2} \right) \quad (\text{Equação 25})$$

Onde:

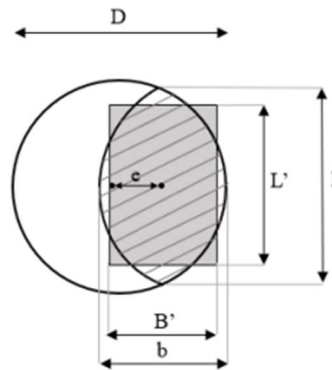
$A'$  = área efetiva;

$D$  = diâmetro da sapata;

$e$  = excentricidade.

Além disso, Taiebat e Carter (2002, *apud* ROCHA, 2021) também descrevem a relação entre a largura ( $B'$ ) e o comprimento ( $L'$ ) efetivos com a largura ( $b$ ) e o comprimento ( $l$ ) da fundação retangular equivalente, conforme expresso na figura 23 e na equação 26.

Figura 23: Dimensões efetivas de uma fundação circular submetida a carregamentos excêntricos



Fonte: Taiebat e Carter (2002, apud Rocha 2021)

$$\frac{B'}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{(D - 2e)}{(D + 2e)}} \quad (\text{Equação 26})$$

Onde:

$B'$  = largura efetiva;

$L'$  = comprimento efetivo;

$b$  = largura da fundação retangular correspondente;

$l$  = comprimento da fundação retangular correspondente.

A tabela 34 expõe os resultados obtidos para a área ( $A'$ ) e as dimensões efetivas do presente projeto. Nota-se que não foi incluído como carga vertical o respaldo de 10 centímetros de solo acima da fundação. Isso porque essa espessura tem como finalidade a passagem de eletrodutos, de forma que o volume de solo efetivo é muito pequeno.

Tabela 34: Cálculo das dimensões efetivas do tubulão – 1ª tentativa

<b>1ª DIMENSÕES EFETIVAS</b>		
<b>Dimensões iniciais - Tubulão curto</b>		
Diâmetro =	1,3	m
Comprimento =	1,7	m

Tabela 34: Cálculo das dimensões efetivas do tubulão – 1ª tentativa (Conclusão).

<b>Carregamento considerado</b>		
Carga vertical característico ( $Q_{vk}$ ) =	981,73	kgf
Peso próprio da fundação ( $Q_{pp}$ ) =	5641,1	kgf
Momento característico ( $M_{xk}$ ) =	1098,74	kgf.m
excentricidade ( $e_y$ ) =	0,166	m
<b>Dimensões efetivas</b>		
Area efetiva ( $A'$ ) =	0,901	m <sup>2</sup>
Relação largura/comprimento ( $B'/L'$ ) =	0,77	-
Largura efetiva ( $B'$ ) =	0,83	m
Comprimento efetivo ( $L'$ ) =	1,081	m
<b>Item 7.6.2 NBR 6122 (2019)</b>		
Área total ( $A$ ) =	1,33	m <sup>2</sup>
2/3 x Área total =	0,88	m <sup>2</sup>

Fonte: O autor (2024).

A NBR 6122 (ABNT, 2022) determina no seu item 7.6.2 que a área comprimida da fundação superficial deve ser de no mínimo 2/3 da área total. Dessa forma, a área mínima comprimida para o tubulão curto deve ser 0,88 m<sup>2</sup>. Nesta etapa, torna-se interessante avaliar se é possível reduzir as dimensões da fundação. Um novo cálculo foi realizado considerando o mesmo diâmetro de 1,30 metros, mas com uma redução de 10 centímetros. A tabela 35 expõe a nova área efetiva.

Tabela 35: Cálculo das dimensões efetivas do tubulão - 2ª tentativa

<b>2ª DIMENSÕES EFETIVAS</b>		
<b>Dimensões iniciais - Tubulão curto</b>		
Diâmetro =	1,3	m
Comprimento =	1,6	m
<b>Carregamento considerado</b>		
Carga vertical característico ( $Q_{vk}$ ) =	966,73	kgf
Peso próprio da fundação ( $Q_{pp}$ ) =	5309,3	kgf
Momento característico ( $M_{xk}$ ) =	1098,74	kgf.m
excentricidade ( $e_y$ ) =	0,175	m

Tabela 35: Cálculo das dimensões efetivas do tubulão - 2ª tentativa (Conclusão)

<b>Dimensões efetivas</b>	
Área efetiva (A') =	0,878 m <sup>2</sup>
Relação largura/comprimento (B'/L') =	0,76 -
Largura efetiva (B') =	0,82 m
Comprimento efetivo (L') =	1,076 m
<b>Item 7.6.2 NBR 6122 (2019)</b>	
Área total (A) =	1,33 m <sup>2</sup>
2/3 x Área total =	0,885 m <sup>2</sup>

Fonte: O autor (2024).

Apesar de representar uma diferença praticamente irrisória, a área efetiva resultou menor que a área comprimida mínima exigida. Além disso, o cálculo da área efetiva foi simplificado, considerando apenas a excentricidade em uma direção. A dupla excentricidade poderia gerar uma área efetiva minimamente menor do que a calculada. Dessa forma, optou-se por manter o cálculo com as dimensões pré-definidas, sendo elas: 1,30 metros de diâmetro e 1,70 metros de comprimento.

Dando prosseguimento, partiu-se para o cálculo do coeficiente  $m$ , necessário para determinação dos fatores de inclinação de carga. Calcula-se primeiramente o  $m_l$  e o  $m_b$  conforme as equações 27 e 28. Depois, considera-se o ângulo de inclinação da carga horizontal na equação 29.

$$m_l = \frac{(2 + \frac{L'}{B'})}{(1 + \frac{L'}{B'})} \quad (\text{Equação 27})$$

$$m_b = \frac{(2 + \frac{B'}{L'})}{(1 + \frac{B'}{L'})} \quad (\text{Equação 28})$$

$$m = m_l \cos^2 \theta_n + m_b \sin \theta_n \quad (\text{Equação 29})$$

Onde:

$L'$  = comprimento efetivo;

$B'$  = largura efetiva;



$\theta_n$  = ângulo de inclinação da carga horizontal em relação à reta paralela à  $B_n$ , sendo que  $\theta_n$  é válido para  $0^\circ < \theta_n < 90^\circ$  ( $^\circ$ ) sendo  $90^\circ$  para o caso em específico.

Os resultados obtidos para os fatores de forma foram:

$$m_l = 1,43, m_b = 1,57 \text{ e } m = 1,57$$

Assim, os valores de índice  $i$  podem ser calculados pelas equações 30, 31 e 32 a seguir:

$$i_q = 1 - \left[ 1 - \frac{H}{V + A'.c.cotg\phi'} \right]^m \quad (\text{Equação 30})$$

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c.tg\phi')} \quad (\text{Equação 31})$$

$$i_\gamma = 1 - \left[ 1 - \frac{H}{V + A'.c.cotg\phi'} \right]^m \quad (\text{Equação 32})$$

Os resultados obtidos para os fatores de inclinação de carga foram:

$$i_q = 0,951, i_c = 0,937 \text{ e } i_\gamma = 0,920$$

Por fim, os fatores de profundidade, denominados por  $d_q$ ,  $d_c$  e  $d_\gamma$ , podem ser calculados conforme as equações 33 e 34. Ressalta-se que essas equações podem ser adotadas nos casos em que a relação profundidade (D) pela largura efetiva ( $B'$ ) resulte em maior que 1. No projeto em questão, a cota de profundidade (D) equivale a -1,80 metros e a largura efetiva ( $B'$ ) 0,84 metros.

$$d_c = d_q - \frac{(1 - d_q)}{(N_c.tg\theta)} \quad (\text{Equação 33})$$

$$d_q = 1 + 2tg\theta(1 - sen\theta)^2 arctg\left(\frac{D}{B}\right) \quad (\text{Equação 34})$$

$$d_\gamma = 1$$

Os resultados obtidos para os fatores de forma foram:

$$d_c = 1,44, d_q = 1,35 \text{ e } d_\gamma = 1,00$$

Após determinação de todos os fatores mencionados acima, utiliza-se a formulação de Terzaghi (1943) para calcular a tensão de ruptura do solo. Ressalta-se que, após considerações dos fatores de inclinação e excentricidade, adota-se a largura (B') na equação 9. A tensão de ruptura do solo resultou em:

$$\sigma_{rup} = 571,76 \text{ kPa}$$

A tensão admissível do solo pode ser encontrada dividindo a tensão de ruptura pelo fator de segurança global. Sendo o fator de segurança global igual a 3, tem-se:

$$\sigma_{adm} = \left( \frac{571,76}{3} \right) = 190,59 \text{ kPa}$$

### 5.3.3 Método semiempírico de Mello (1975)

O método semiempírico de Mello (1975) pode ser usado para qualquer tipo de solo, que apresente  $N_{spt}$  entre 4 e 16. A partir do  $N_{spt}$  médio do bulbo de tensões, utiliza-se a equação 35 para o cálculo da tensão admissível. Ressalta-se que o fator de segurança global já está embutido dentro da fórmula.

∴

$$\sigma_{adm} = 100 (\sqrt{N_{spt,m\u00e9dio}} - 1) \quad \text{(Equação 35)}$$

Onde:

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível;

$N_{spt,m\u00e9dio}$  =  $N_{spt}$  médio do bulbo de tensões.

O valor encontrado para a tensão admissível foi de 205 kPa.

### 5.3.4 Método semiempírico de Ruver (2005)

O método semiempírico de Ruver (2005) pode ser aplicado para solos residuais, com  $N_{spt}$  entre 5 e 42 e com diâmetros/comprimentos de sapata entre 30 e 160 cm. Nota-se que é necessário fazer uma correção para o valor de  $N_{spt}$ , conforme explicado a seguir. A equação 36 expressa o método semi-empírico de Ruver (2005):

$$\sigma_{adm} = 9,54N_{spt,60} \quad (\text{Equação 36})$$

Onde:

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível;

$N_{spt,60}$  =  $N_{spt}$  médio do bulbo de tensões multiplicado por 1,2.

O valor encontrado para a tensão admissível foi de 106,47 kPa.

### 5.3.5 Método semiempírico de Skempton (1951)

O método semiempírico de Skempton (1951) é indicado para o cálculo da capacidade de carga de argilas saturadas em condições não drenadas, com  $N_{spt}$  ente 5 e 20. Apesar de não exprimir exatamente o caso do projeto em questão, pode-se aplicar o método a fim de comparação. A equação 37 expressa o método semi-empírico de Skempton (1951).

$$\sigma_{adm} = 20N_{spt,m\u00e9dio} \quad (\text{Equação 37})$$

Onde:

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível;

$N_{spt,m\u00e9dio}$  =  $N_{spt}$  médio do bulbo de tensões.

O valor encontrado para a tensão admissível foi de 186,60 kPa.

### 5.3.6 Tensão admissível de cálculo

A tensão admissível de cálculo foi obtida através da média aritmética simples entre todos os métodos contemplados anteriormente. Conforme explícito na tabela 36, a tensão admissível a ser adotada para o dimensionamento geotécnico é 172,17 kPa.

Tabela 36: Resultado da tensão admissível

<b>TENSÃO ADMISSÍVEL</b>		
Terzaghi (1943) =	190,59	kPa
Mello (1975) =	205	kPa
Ruver (2005) =	106,5	kPa
Skempton (1951) =	186,6	kPa
<b><math>\sigma_{adm}</math> =</b>	<b>172,17</b>	<b>kPa</b>

Fonte: O autor (2024).

## 5.4 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

### 5.4.1 Método Russo

Para o dimensionamento geotécnico da fundação em questão, adotou-se o método russo. De acordo com Alonso (2003), esse método é o mais difundido no Brasil para o cálculo de elementos rígidos enterrados. Conforme Darkov e Kusnezow (1953); Ordujanz (1954), San Martin (1965) e Jurnikis (1971), o método descrito pela norma russa prevê uma contenção lateral do tipo Winkler com o coeficiente de reação horizontal crescente ao longo da profundidade do elemento rígido (*apud* Velloso e Lopes, 2010).

Timerman (1980) discorre em seu trabalho que o método russo decompõe o movimento do tubulão em três movimentos básicos, sendo eles: deslocamento vertical, deslocamento angular e deslocamento horizontal. Dessa forma, Timerman (1980) afirma que o deslocamento da fundação, provocado pelos esforços externos atuantes, faz com que surjam reações no solo capazes de equilibrar os esforços aplicados, obtendo-se assim três equações de equilíbrio. Algumas hipóteses devem ser assumidas para que o método seja aplicável:

- O tubulão é um elemento rígido;
- O coeficiente de reação vertical é constante;

- O coeficiente de reação horizontal varia linearmente;
- As tensões de cisalhamento entre o tubulão e o solo são desprezadas.

Inicialmente, faz-se a verificação da rigidez do tubulão, através das equações 38 e 39. Caso o parâmetro  $Z$  seja menor que 4, o tubulão curto é rígido e o método pode ser aplicável. Para determinar o valor de  $Z$ , primeiramente calcula-se o parâmetro  $T$  que correlaciona propriedades características do material utilizado, do solo e das dimensões da fundação.

$$Z = \frac{L}{T} \quad (\text{Equação 38})$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \cdot I}{\eta_h}} \quad (\text{Equação 39})$$

Onde:

$L$  = comprimento enterrado do tubulão;

$E$  = módulo de elasticidade do material;

$I$  = momento de inércia do tubulão curto;

$\eta_h$  = coeficiente de reação horizontal do solo.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), na ausência de ensaios pode-se considerar a equação 40 para o cálculo do módulo de elasticidade inicial do concreto:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{fck} \quad (\text{Equação 40})$$

Onde:

$E_{ci}$  = módulo de elasticidade inicial do concreto;

$\alpha_E$  = 1,0 para agregado do tipo granito e gnaisses;

$fck$  = resistência característica à compressão do concreto.

Ressalta-se ainda, que o momento de inércia pode ser calculado conforme a equação 41 a seguir:

$$I = \frac{\pi \cdot D_f^4}{64} \quad (\text{Equação 41})$$

Onde:

$D_f$  = diâmetro do fuste do tubulão.

A tabela 37 expõe os cálculos mencionados acima. Nota-se que o parâmetro Z encontrado é menor do que 4, de forma que o tubulão curto é rígido e o método pode ser aplicado.

Tabela 37: Resultado da verificação da rigidez do tubulão curto

<b>VERIFICAÇÃO DA RIGIDEZ</b>	
Módulo de Elasticidade (E) =	3128591248,47 kgf/m <sup>2</sup>
Momento de Inércia (I) =	0,140 m <sup>4</sup>
Coefficiente característico ( $\eta_h$ ) =	4590000 kgf/m <sup>3</sup>
Parâmetro T =	2,48 -
Parâmetro Z =	0,69

Fonte: O autor (2024).

Após a verificação da rigidez, parte-se para o cálculo dos deslocamentos do tubulão. Primeiramente, calcula-se o deslocamento angular, conforme equação 42:

$$\varphi = \frac{3M + 2HL}{\frac{3\pi}{64} \cdot K_n \cdot D_b^4 + \frac{1}{12} \cdot K_h \cdot D_f \cdot L^3} \quad (\text{Equação 42})$$

Onde:

$\varphi$  = deslocamento angular;

$M$  = momento aplicado no topo do tubulão curto;

$H$  = força horizontal aplicada no topo do tubulão curto;

$D_b$  = diâmetro da base do tubulão curto;

$K_n$  = coeficiente de reação vertical;

$K_h$  = coeficiente de reação horizontal.

Em seguida, calcula-se o deslocamento horizontal no tubulão, conforme a equação 43:

$$\delta_x = \frac{2}{3} \phi \cdot L + \frac{2 \cdot H}{K_h \cdot L \cdot D_f} \quad (\text{Equação 43})$$

Onde:

$\delta_x$  = deslocamento horizontal do tubo curto.

Depois, calcula-se o deslocamento vertical no tubo, conforme a equação 44:

$$\delta_y = \frac{4(N + W_v + W_s)}{\pi \cdot K_n \cdot D_b^2} \quad (\text{Equação 44})$$

Onde:

$\delta_y$  = deslocamento vertical do tubo curto;

$N$  = força vertical aplicada no topo do tubo curto;

$W_v$  = peso próprio do tubo curto;

$W_s$  = peso do solo sobre a base do tubo curto.

A tabela 38 expõe os deslocamentos calculados:

Tabela 38: Resultado dos deslocamentos

<b>DESLOCAMENTOS</b>	
Deslocamento em angular ( $\phi$ ) =	0,001394 1/m
Deslocamento horizontal ( $\delta_x$ ) =	0,0018 m
Deslocamento vertical ( $\delta_y$ ) =	0,00082 m

Fonte: O autor (2024).

Após determinar os deslocamentos elementares da fundação, calcula-se as tensões de bordo máximas e mínimas do tubo, conforme equação 45. As variáveis da equação 45 já foram explicitadas nos itens anteriores.

$$\sigma_{a,b} = \frac{4(N + W_v + W_s)}{\pi \cdot D_b^2} \pm \frac{K_n \cdot D_b \cdot \phi}{2} \quad (\text{Equação 45})$$

Onde:

$\sigma_{a,b}$  = tensões máximas e mínimas de base do tubulão curto;

Em seguida, calcula-se as tensões laterais ao longo da profundidade do tubulão, conforme equação 46. As variáveis da equação 46 já foram explicitadas nos itens anteriores.

$$\sigma_h(y) = \frac{K_h}{L} (\phi \cdot y^2 - \delta_x \cdot y) \quad (\text{Equação 46})$$

Onde:

$\sigma_h(y)$  = função das tensões laterais ao longo do comprimento do tubulão curto;

Há dois pontos onde a tensão lateral é máxima no tubulão. O primeiro ocorre na profundidade máxima, ou seja, quando a equação 46 é calculada para o comprimento da fundação. O segundo ponto pode ser obtido pela equação 47. Aplicando esse último ponto na equação 46, obtém-se a segunda tensão máxima lateral, conforme revela a equação 48. As variáveis das equações 47 e 48 já foram explicitadas nos itens anteriores.

$$y_{máx} = \frac{\delta_x}{2\phi} \quad (\text{Equação 47})$$

$$\sigma_{hmáx} = -\frac{K_h \cdot \delta_x^2}{4 \cdot \phi \cdot L} \quad (\text{Equação 48})$$

Onde:

$y_{máx}$  = profundidade onde a tensão lateral é máxima;

$\sigma_{hmáx}$  = tensão lateral máxima.



Os pontos de rotação nula são no topo do tubulão, onde  $y_0 = 0$  e no ponto calculado pela equação 49:

$$y_0 = \frac{\delta_x}{\phi} \quad (\text{Equação 49})$$

Onde:

$y_0$  = profundidade de rotação nula.

A tabela 39 expõe as tensões na base e as tensões laterais no tubulão. Nota-se que as tensões foram convertidas de kgf/m<sup>2</sup> para kPa.

Tabela 39: Resultados das tensões na base e laterais

<b>TENSÕES NA BASE</b>	
Tensão máxima de bordo ( $\sigma_a$ ) =	103,23 kPa
Tensão mínima de bordo ( $\sigma_b$ ) =	-5,37 kPa
<b>TENSÕES LATERAIS</b>	
Ponto $y = \delta_x/2\phi$ -->	0,66 m
Tensão lateral ( $\sigma_h$ ) =	-4,34 kPa
Ponto $y = \delta_x/\phi$ -->	1,32 m
Tensão lateral ( $\sigma_h$ ) =	0 kPa
Ponto $y = L$ -->	1,70 m
Tensão lateral ( $\sigma_h$ ) =	6,55 kPa

Fonte: O autor (2024).

Além das tensões e dos deslocamentos, é possível traçar o diagrama de esforços atuantes no tubulão. As equações 50 e 51, expressam, respectivamente, as equações de momentos fletores e esforço cortante ao longo do tubulão.

$$M(y) = M + H \cdot y + \frac{K_h \cdot D_f}{6L} \left( \frac{\phi}{2} \cdot y^4 - \delta_x \cdot y^3 \right) \quad (\text{Equação 50})$$

Onde:

$M(y)$  = função momento fletor ao longo do fuste do tubulão curto;

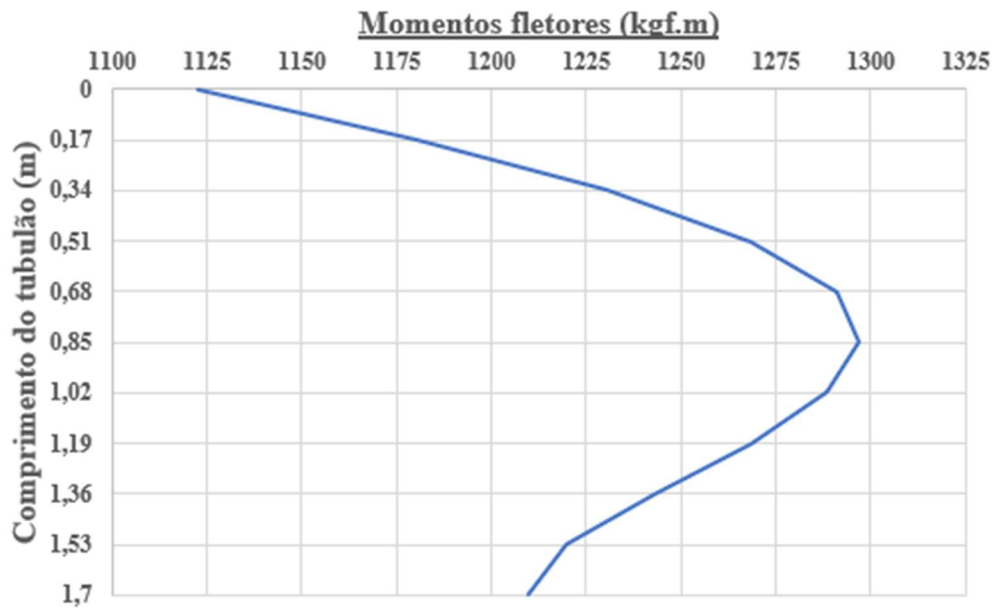
$$V(y) = H + \frac{K_h \cdot D_f}{6L} (2\phi \cdot y^3 - 3\delta_x \cdot y^2) \quad (\text{Equação 51})$$

Onde:

$V(y)$  = função esforço cortante ao longo do comprimento do tubulão curto.

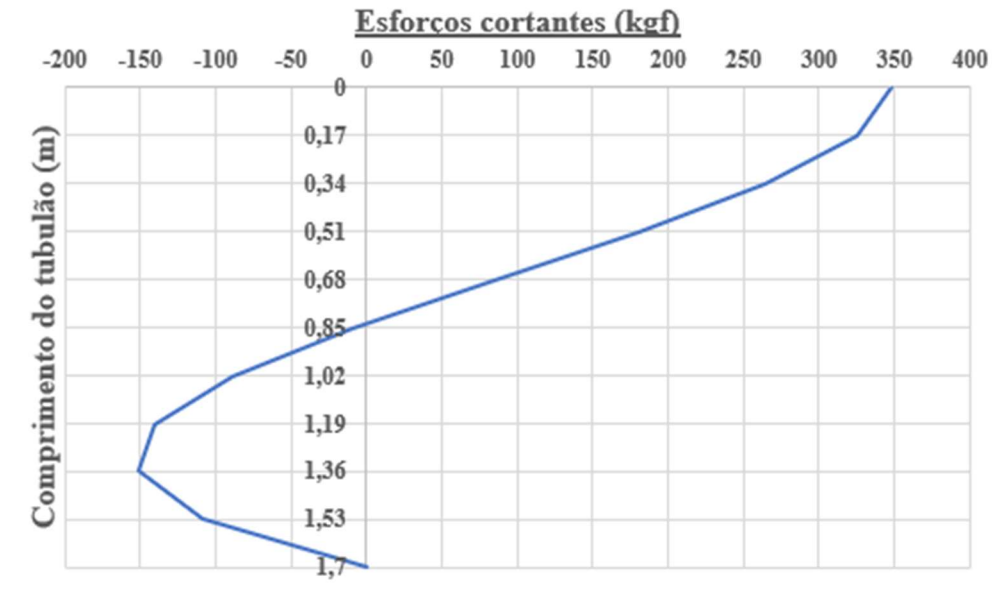
As figuras 24 e 25 expõe os momentos fletores e o esforço cortante ao longo do fuste do tubulão. Dividiu-se o tubulão em dez seções, calculando os esforços respectivos para cada trecho.

Figura 24: Momentos fletores ao longo do fuste



Fonte: O autor (2024).

Figura 25: Esforços cortantes ao longo do fuste



Fonte: O autor (2024).

Para verificar a estabilidade lateral do tubulão, é necessário calcular a pressão resistente total e a pressão atuante, conforme equações 52 e 53 respectivamente.

$$P_{res} = \frac{K_p - K_a}{2} [\gamma_s^2 (\gamma_n - \gamma_s) + 0,75 \cdot \gamma_0^2 \cdot \gamma_s] \quad (\text{Equação 52})$$

Onde:

$P_{res}$  = pressão resistente;

$\gamma_s$  = espessura de solo seco;

$\gamma_n$  = peso específico natural do solo;

$\gamma_s$  = peso específico submerso do solo.

$$P_{at} = \gamma_0^2 \cdot \frac{K_h}{L} \left( \frac{\phi \cdot \gamma_0}{3} - \frac{\delta_x}{2} \right) \quad (\text{Equação 53})$$

Onde:

$P_{at}$  = pressão atuante.

No método original, para garantir a estabilidade lateral do tubulão, basta que a pressão resultante seja maior ou igual a pressão atuante. No entanto, o método utiliza o coeficiente de empuxo passivo no cálculo da pressão resistente, de forma que a NBR 6122 (ABNT, 2022) solicita um coeficiente de segurança maior ou igual a 2. Assim, verifica-se a estabilidade lateral a partir da equação 54.

$$C.S = \frac{P_{res}}{P_{at}} \geq 2 \quad (\text{Equação 54})$$

Onde:

$C.S$  = coeficiente de segurança para estabilidade lateral.

Outro fator para a estabilidade do tubulão é verificar se o solo é capaz de suportar as tensões atuantes na base. No método original, a tensão admissível pode ser majorada em 30%. Para o presente trabalho, adotou-se a orientação da NBR 6122 (ABNT, 2022) e majorou-se a tensão admissível em 25%, pois o momento é gerado pelo vento.

$$\sigma_{a,b} \leq 1,25\sigma_{adm} \quad (\text{Equação 55})$$

Onde:

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível do solo.

A tabela 40 expõe as verificações de estabilidade da fundação. Ressalta-se que, apesar de o método russo não considerar o mecanismo de ruptura do solo em seu cálculo, adotou-se o parâmetro de ângulo de atrito reduzido, semelhantemente ao que foi feito na seção anterior.

Tabela 40: Resultados das verificações de estabilidade

<b>VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE</b>	
<b>PRESSÕES LATERAIS</b>	
Pressão resistente lateral ( $P_{res}$ ) =	15,24 kPa
Pressão atuante lateral ( $P_{atu}$ ) =	-3,80 kPa
Coeficiente de Segurança ( $C.S$ ) =	4,01 -
<b><math>C,S \geq 2 \rightarrow</math> OK, ESTÁVEL</b>	

Tabela 40: Resultados das verificações de estabilidade (Conclusão)

<b>TENSÕES NA BASE</b>	
Tensão máxima de bordo ( $\sigma_a$ ) =	103,23 kPa
Tensão admissível majorada em 25% ( $1,25 \times \sigma_{adm}$ )	215,19 kPa
<b><math>\sigma_a \leq 1,25 \times \sigma_{adm} \rightarrow</math> OK, ESTÁVEL</b>	

Fonte: O autor (2024).

Apesar das verificações de estabilidade terem sido atendidas, é necessário avaliar se os deslocamentos estão dentro dos limites indicados no capítulo 3. O método russo já fornece os deslocamentos elementares da fundação. No entanto, a fim de comparação, realizou-se o método de Schultze e Sherif (1973) para cálculo do recalque vertical e o método de Broms (1964) para determinação do deslocamento lateral.

#### 5.4.2 Método de Schultze e Sherif (1973)

O modelo de Schultze e Sherif (1973) consiste em um método que estima recalques de fundações superficiais em solos não coesivos. O método é mais indicado para solos granulares grossos (areias, pedregulhos). No entanto, a título de comparação, o modelo é válido para o caso proposto. O método se baseia no ensaio SPT, conforme mostra a equação 56:

$$\rho = \left[ \frac{S}{N_{spt}^{0,87} \left(1 + 0,4 \frac{D}{B}\right)} \right] q \quad (\text{Equação 56})$$

Onde:

$\rho$  = recalque estimado;

$S$  = coeficiente de recalque;

$N_{sptmédio}$  = valor médio de SPT;

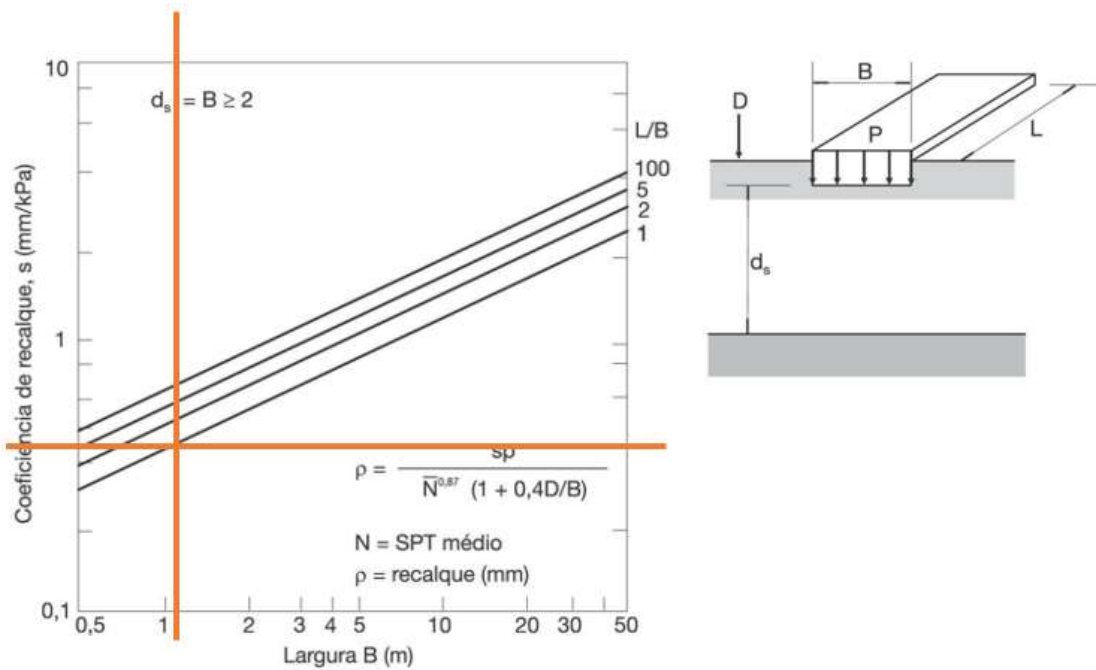
$q$  = pressão de contato;

$D$  = profundidade da fundação;

$B$  = largura da fundação.

O coeficiente de recalque (S) pode ser obtido pelo ábaco da figura 24. Nota-se que, para uma fundação circular, com diâmetro de 1,30 m, o coeficiente de recalque (S) aproximado vale 0,4 mm/kPa, ou seja, 4,0 cm<sup>3</sup>/kgf.

Figura 26: Coeficiente de recalque segundo Schultze e Sherif (1973)



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

Ressalta-se que quando a espessura da camada  $d_s$  é menor que o dobro da largura da área carregada, deve-se utilizar os fatores de redução indicados na figura 25.

Figura 27: Fatores de redução segundo Schultze e Sherif (1973)

Fatores de redução para  $d_s/B < 2$

$d_s/B$	$L/B$			
	1	2	5	100
1,5	0,91	0,89	0,87	0,85
1,0	0,76	0,72	0,69	0,65
0,5	0,52	0,48	0,43	0,39

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

O cálculo do recalque estimado para o tubulão curto segue na tabela 41:

Tabela 41: Resultado da aplicação do método de Schultze e Sherif (1973)

<b>MÉTODO SCHULTZE E SHERIF</b>	
Coefficiente de recalque (S) =	4 cm <sup>3</sup> /kgf
N <sub>spt</sub> x 1,2 =	11,16 -
Profundidade da fundação (D) =	180 cm
Diâmetro (B) =	130 cm
Pressão de contato (q) =	1,03 kgf/cm <sup>3</sup>
Recalque estimado (ρ) =	0,325 cm

Fonte: O autor (2024).

#### 5.4.3 Método de Broms (1964)

Broms (1964a, 1964b) estudou o comportamento de estacas carregadas transversalmente em solos coesivos e não coesivos. Para previsão dos deslocamentos horizontais, esse autor considera os mecanismos de ruptura solo-estaca e assume que o coeficiente de reação horizontal  $K_h$  aumenta linearmente com a profundidade. Broms (1964a, 1964b) estuda os deslocamentos laterais para os tipos de estaca a seguir:

- Estacas rígidas de topo livre;
- Estacas rígidas de topo engastado;
- Estacas flexíveis de topo livre;
- Estacas flexíveis de topo engastado.

No caso de estacas rígidas com o topo livre, em solos não coesivos, o deslocamento horizontal pode ser calculado conforme a equação 57:

$$y_o = \frac{18H_o(1 + 1,33\frac{e}{L})}{\eta_h L^2} \quad \text{(Equação 57)}$$

Onde:

$y_o$  = deslocamento lateral;

$H_o$  = força horizontal atuante;

$e$  = excentricidade da força;

$L$  = comprimento do tubulão;

$\eta_h$  = coeficiente reação horizontal.

Apesar de o caso proposto não corresponder a uma estaca, conforme discutido no capítulo 3, pode-se aplicar a equação 58 abaixo para verificar se o método é válido:

$$\frac{L}{T} < 2,0 \quad \text{(Equação 58)}$$

Onde:

$L$  = comprimento da fundação;

$T$  = fator de rigidez da fundação, calculado conforme equação 39 da seção 5.4.1.

Nota-se que o parâmetro  $T$  é o mesmo adotado para o método russo na seção 5.4.1. A relação entre o comprimento  $L$  e o fator  $T$  resulta em 0,68, de forma que o método é válido para o projeto em questão.

A combinação crítica de cálculo deste projeto indica uma força horizontal resultante de 347,83 kgf. A excentricidade pode ser determinada pela divisão entre o momento fletor atuante no topo do tubulão e a carga horizontal. Sendo o momento fletor resultante 1122,35 kgf.m e a carga horizontal resultante 347,83, obtém-se uma excentricidade de 3,23 metros. A tabela 42 indica o deslocamento obtido pelo método de Broms:

Tabela 42: Cálculo do deslocamento lateral pelo método de Broms (1964)

<b>MÉTODO DE BROMS</b>	
Carga horizontal ( $H_o$ ) =	347,83 kgf
excentricidade ( $e$ ) =	323 cm
Coeficiente de reação horizontal ( $\eta_h$ ) =	4,59 kgf/cm <sup>2</sup>
Deslocamento lateral ( $y_o$ ) =	0,166 cm

Fonte: O autor (2024).



#### 5.4.4 Análise dos resultados

Observa-se que as verificações de segurança do método russo foram todas atendidas. O coeficiente de segurança lateral resultou em 4,01, o que indica que as dimensões do tubulão estão superdimensionadas para essa análise. No que tange às tensões na base, percebe-se que a tensão admissível majorada é aproximadamente 2,1 vezes maior que a tensão atuante, indicando também que as seções estão superdimensionadas.

O deslocamento angular obtido para o tubulão curto foi de aproximadamente 0,0014 radianos. A tabela 43 abaixo demonstra que a fundação dimensionada atende ao critério de deflexão máxima sugerido pela ASCE.

Tabela 43: Resultado verificação da deflexão limite

<b>VERIFICAÇÃO DA DEFLEXÃO LIMITE</b>	
Deslocamento em angular ( $\phi$ ) =	0,001394 rad
Ângulo de rotação ( $\alpha$ ) =	0,079701 °
Tangente de alfa ( $\tan\alpha$ ) =	1,39E-03 -
<b><math>\tan\alpha \leq 0,01 \rightarrow</math> OK, ATENDE</b>	

Fonte: O autor (2024).

Em relação aos recalques, montou-se a tabela 44, que informa a média dos resultados obtidos pelo método russo e o método de Schultze e Sherif. Nota-se que a estimativa de recalque se encontra muito abaixo do limite imposto de 25 mm.

Tabela 44: Resultado do cálculo do recalque médio

<b>RECALQUE MÉDIO</b>	
Recalque Método Russo ( $\rho_1$ ) =	0,82 mm
Recalque Método Schultze e Sherif ( $\rho_1$ ) =	3,25 mm
Recalque médio ( $\rho_{\text{méd}}$ ) =	2,04 mm
<b>OK, <math>\rho_{\text{méd}} \leq 25</math> mm</b>	

Fonte: O autor (2024).

Por fim, montou-se a tabela 45, que informa a média dos resultados obtidos para o deslocamento lateral. Nota-se que a estimativa de deslocamento se encontra muito abaixo do intervalo de 5 a 50 milímetros, proposto por Salgado (2008).

Tabela 45: Resultado do deslocamento lateral médio

<b>DESLOCAMENTO LATERAL MÉDIO</b>	
Deslocamento Método Russo ( $\delta_{x1}$ ) =	1,83 mm
Deslocamento Método de Broms ( $\delta_{x2}$ ) =	1,66 mm
Deslocamento médio ( $\delta_{xméd}$ ) =	1,74 mm
<b>OK, <math>\rho_{méd} \leq 5</math> mm</b>	

Fonte: O autor (2024).

A análise dos resultados permite concluir que o tubulão curto atende a praticamente todas as verificações de segurança e de deformações com folga. A única verificação que limita de fato as seções adotadas é a consideração da NBR 6122 (ABNT, 2022), que indica uma área mínima de compressão de 2/3 da área total.

Após concluído o dimensionamento geotécnico, parte-se para o dimensionamento estrutural da fundação.

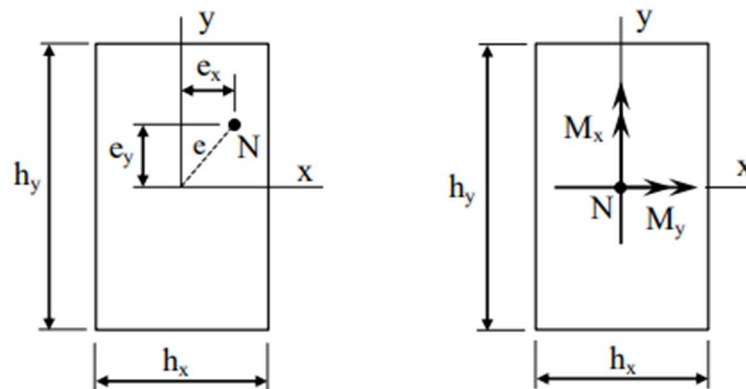
## 5.5 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Esta etapa consiste no cálculo da área de armadura necessária para resistir aos esforços do tubulão curto. A NBR 6118 (ABNT, 2014) define elementos lineares como aquelas estruturas em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão transversal. O tubulão curto dimensionado não se encaixa na definição acima, de forma que o procedimento para cálculo das armaduras deveria ser pelo método dos elementos finitos. No entanto, a grande envoltória de momentos resistentes (detalhada nas páginas a seguir) e a baixa magnitude de esforços atuantes permite que se considere os procedimentos de cálculos de armaduras para elementos lineares. Ressalta-se que, no caso proposto, o procedimento adotado é uma aproximação, mas que fornece resultados realistas e que atendem aos critérios de segurança.

Para o procedimento de cálculo das armaduras longitudinais, adotou-se o *software* P-calc, versão 4.0, da TQS Informática, que verifica seções de concreto armado submetidas à flexão composta, normal ou oblíqua. O programa é muito utilizado para a verificação de pilares e segue os critérios de projeto estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Segundo a apostila de Bastos (2021), a flexão composta oblíqua ocorre quando, além do esforço normal, há dois momentos fletores nas duas direções principais da seção. Esse fenômeno pode ser observado na figura 26. Filho (2014), em sua apostila, menciona que na flexão composta oblíqua, a direção da linha neutra da seção não pode ser determinada *a priori*. O tubulão curto dimensionado está sujeito a esforços normais, cortantes e a momentos fletores em suas duas direções principais, ou seja, trata-se de um caso de flexão composta oblíqua.

Figura 28: Flexão composta oblíqua



Fonte: Bastos (2021).

A combinação crítica estrutural foi a hipótese 2, detalhada na seção 5.1. Nota-se que o momento em torno do eixo X no topo do tubulão vale 148,05 kgf.m, enquanto que em torno do eixo Y vale 1547,94 kgf.m. Contudo, o momento fletor varia ao longo do fuste do tubulão, pois o braço de alavanca considerado aumenta enquanto que a resistência do solo exerce pressão contra o movimento. Na seção 5.2, calculou-se um momento máximo atuante na fundação equivalente a 1297,06 kgf.m, na profundidade de 0,85 metros. Sendo assim, realizou-se novamente o cálculo dos esforços ao longo do fuste (tabelas 46 e 47), mas considerando a combinação crítica de dimensionamento estrutural.

Tabela 46: Esforços ao longo do fuste – Momento em Y e Cortante em X

<b>ESFORÇOS NO TOPO DO TUBULAO</b>
Carga Vertical (N) = 1374,42 kgf
Carga Horizontal (Hx) = 484 kgf
Momento fletor (My) = 1547,94 kgf.m
<b>CÁLCULO DOS ESFORÇOS AO LONGO DO FUSTE - MOMENTO EM Y</b>

Tabela 46: Esforços ao longo do fuste – Momento em Y e Cortante em X (Conclusão)

<b>PROFUNDIDADE [m]</b>	<b>MOMENTO [kgf.m]</b>	<b>CORTANTE [kgf]</b>
0	1547,94	484
0,17	1628,38	452,26
0,34	1698,79	368,99
0,51	1751,93	252,14
0,68	1783,63	119,62
0,85	1792,73	-10,61
1,02	1781,16	-120,64
1,19	1753,88	-192,53
1,36	1718,88	-208,34
1,53	1687,24	-150,14
1,70	1673,04	0

Fonte: O autor (2024).

Tabela 47: Esforços ao longo do fuste – Momento em X e Cortante em Y

#### **ESFORÇOS NO TOPO DO TUBULAO**

Carga Vertical (N) = 1374,42 kgf

Carga Horizontal (Hy) = 32,32 kgf

Momento fletor (Mx) = 148,05 kgf.m

#### **CÁLCULO DOS ESFORÇOS AO LONGO DO FUSTE - MOMENTO EM Y**

<b>PROFUNDIDADE [m]</b>	<b>MOMENTO [kgf.m]</b>	<b>CORTANTE [kgf]</b>
0	148,05	32,32
0,17	153,39	29,63
0,34	157,88	22,6
0,51	160,92	12,82
0,68	162,17	1,87
0,85	161,58	-8,67
1,02	159,34	-17,23
1,19	155,92	-22,22

Tabela 47: Esforços ao longo do fuste – Momento em X e Cortante em Y (Conclusão)

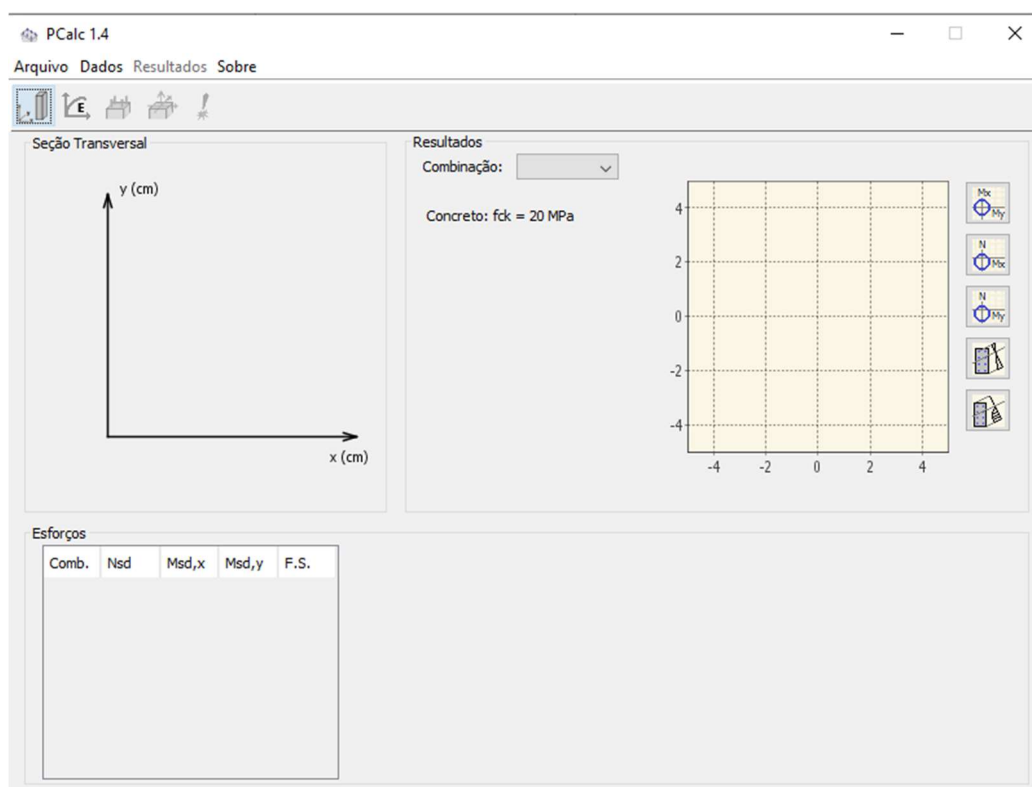
1,36	152,07	-22,07
1,53	148,8	-15,19
1,70	147,38	0

Fonte: O autor (2024).

Como a seção está submetida a uma flexão composta oblíqua, calculou-se os esforços para as direções X e Y. Observa-se que o maior momento fletor atuante em torno do eixo Y, vale 1792,73 kgf.m, na profundidade de 0,85 metros. Em torno do eixo X, o maior momento calculado vale 162,17 kgf.m, na profundidade 0,68 metros. Dessa forma, esses serão os valores adotados para o dimensionamento.

A interface do programa PCalc é simples e de fácil entendimento, conforme pode ser visualizado na figura 29.

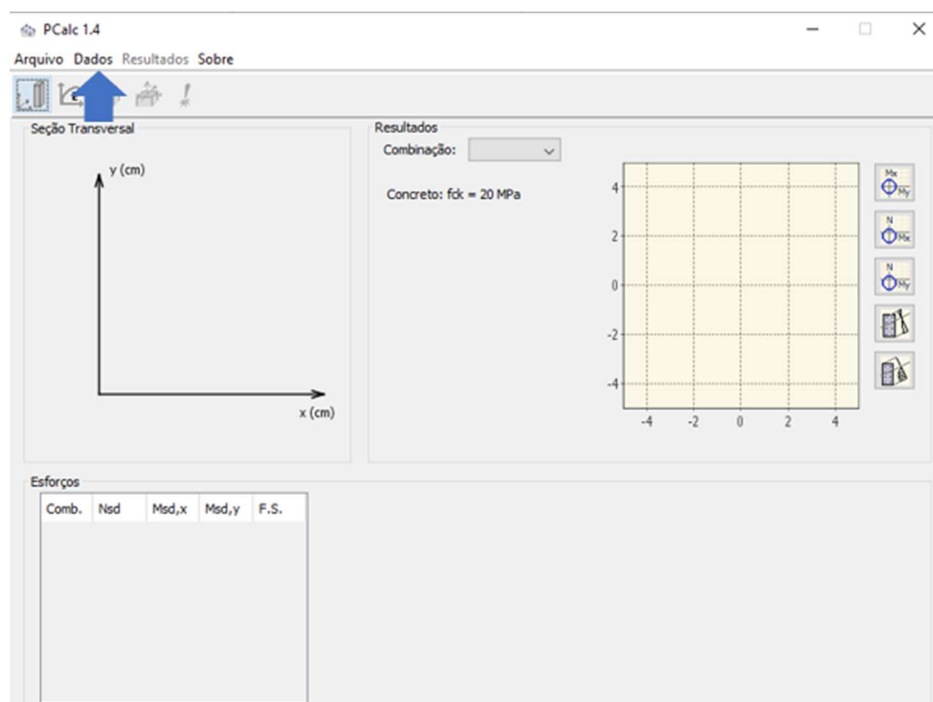
Figura 29: Interface PCalc 1.4



Fonte: TQS (2024).

Primeiramente, deve-se informar os dados geométricos da seção. Para isso, clica-se na aba “Dados” (figura 30). Após, clica-se na opção “Geometria” e seleciona a opção “Seção circular”. Assim, o *software* solicita que o usuário informe o diâmetro do tubo. Na aba “Geometria-Tipo” se adota “Única Seção” e clica no botão “Ok”. Os passos citados podem ser visualizados na figura 31:

Figura 30: Opção Dados do PCalc 1.4



Fonte: TQS (2024).

Figura 31: Entrada de dados da geometria

The image shows a software dialog box titled "Entrada de dados: Geometria". It is divided into two main sections: "Seção" (Section) and "Geometria" (Geometry).  
In the "Seção" section, the "Tipo" (Type) is set to "Circular". Below this is a diagram of a circle with a vertical dimension line labeled "D1". Underneath the diagram, under the heading "Dimensões:" (Dimensions), the value "D1 = 130 cm" is entered in a text box.  
In the "Geometria" section, the "Tipo" is set to "Única Seção". Below this is a 3D diagram of a rectangular prism with a coordinate system (x, y, z) and a dimension line labeled "L". Underneath, under the heading "Comprimento:" (Length), there is an empty text box for "L = [ ] cm".  
At the bottom of the dialog are "Ok" and "Cancelar" buttons. Blue arrows point to the "Tipo: Circular" dropdown, the "D1 = 130 cm" input field, the "Única Seção" dropdown, and the "Ok" button.

Fonte: TQS (2024).

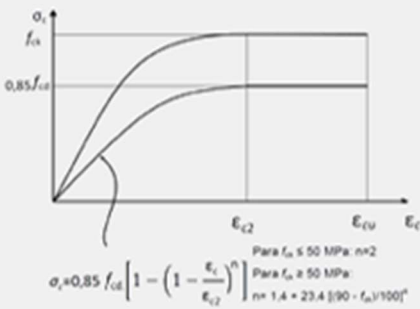
Ainda dentro da aba “Dados”, parte-se para a entrada dos materiais. Conforme citado na seção 3.1, o concreto adotado tem resistência  $f_{ck}$  30 MPa e o aço 500 MPa (classe CA-50). O coeficiente de minoração da resistência do concreto  $\gamma_c$  vale 1,4, enquanto que o do aço  $\gamma_s$  vale 1,15. Esses valores foram adotados conforme item 12.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Por fim, na ausência de ensaios, o item 8.3.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) menciona que o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido como 210 GPa. A figura 32 demonstra essa entrada de dados.

Figura 32: Entrada de dados dos materiais

Entrada de dados: Materiais

**Concreto**  
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fck = 30 MPa  
γC = 1.4




Para  $f_{ck} \leq 50$  MPa:  $n=2$   
Para  $f_{ck} > 50$  MPa:  
 $n = 1.4 + 23.4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

$\sigma_c = 0.85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$

**Aço**  
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

f<sub>yk</sub> = 500 MPa  
E<sub>s</sub> = 210 GPa  
γ<sub>S</sub> = 1.15



Ok Cancelar

Fonte: TQS (2024).

Em seguida, parte-se para os dados dos esforços. Nesta etapa, é importante ter cuidado com o coeficiente de ponderação ( $\gamma_f$ ) que será aplicado nas cargas. O programa considera um coeficiente padrão de 1,4, mas que pode ser editado pelo usuário. Como os momentos fletores e o esforço normal já estão com os coeficientes aplicados da combinação crítica, altera-se o valor de  $\gamma_f$  para 1. O *software* também faz ressalva quantos aos sinais do carregamento. Um esforço normal negativo indica compressão, enquanto que o positivo, significa tração. A imagem a seguir resume os dados informados ao *software*.



Figura 33: Entrada de dados dos esforços

Entrada de dados: Esforços

Coefficiente de ponderação:  
 $\gamma_f = 1$

Unidades: [kN, kN.m]

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-13.74	-1.480	15.74

(N < 0 para compressão)

Ok Cancelar

Fonte: TQS (2024).

O *software* não faz o dimensionamento estrutural, apenas a verificação, de forma que o próprio usuário deve informar a área de armadura adotada. Nesse sentido, é razoável começar a verificação com a área mínima indicada pela NBR 6118 (ABNT, 2014). A equação 59 informa o cálculo da área mínima proposto pela norma:

$$A_{s,min} = \left( \frac{0,15N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004A_c \quad (\text{Equação 59})$$

Onde:

$A_{s,min}$  = área de armadura mínima;

$N_d$  = força normal de cálculo;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo de início do escoamento do aço;

$A_c$  = área bruta da seção transversal.

Sendo a força normal de cálculo ( $N_d$ ) igual a 13,74 kN e a resistência de cálculo de início do escoamento do aço ( $f_{yd}$ ) igual a 43,78 kN/cm<sup>2</sup>, tem-se que:

$$\left(\frac{0,15N_d}{f_{yd}}\right) = \left(\frac{0,15 \cdot 13,74}{43,78}\right) = 0,047 \text{ cm}^2$$

Além disso, sendo a área bruta da seção transversal, 13273,23 cm<sup>2</sup>, tem-se que:

$$0,004A_c = 0,004 \cdot 13273,23 = 53,09 \text{ cm}^2$$

Dessa forma, conclui-se que a armadura mínima longitudinal do tubo deve valer 53,09 cm<sup>2</sup>. As configurações de armadura longitudinal que atendam a essa área, podem ser vistas na tabela 48:

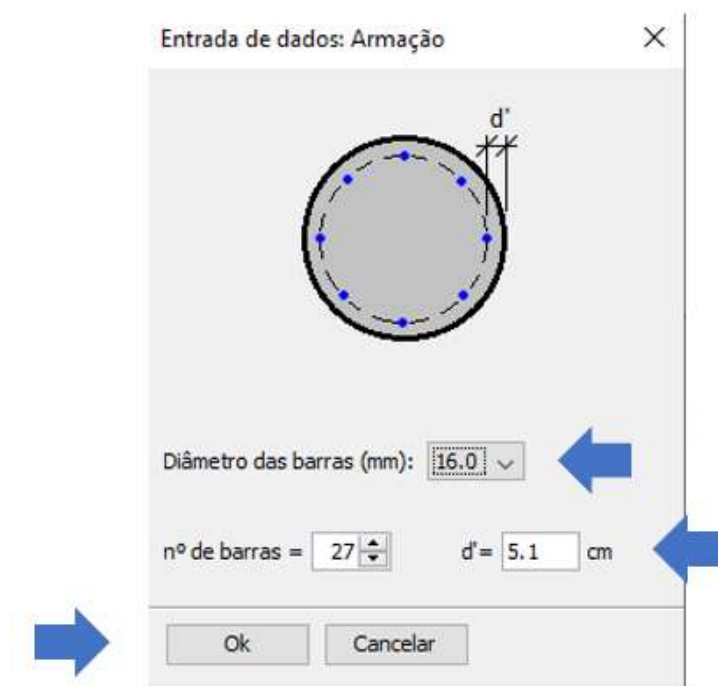
Tabela 48: Configurações de armaduras longitudinais possíveis

Configuração de armaduras	
Nº de barras	Bitola
68	Ø 10 mm
44	Ø 12.5 mm
27	Ø 16 mm
17	Ø 20 mm

Fonte: O autor (2024).

Optou-se por escolher uma configuração com 27 barras de bitola 16 milímetros. Dessa forma, acessou-se novamente a aba “Dados” e clicou-se na opção “Armação”. O *software* solicita que o usuário informe o valor de  $d'$ , que é a distância do extremo da seção até o centro de uma barra longitudinal. Sendo o cobrimento de 4 centímetros, um estribo hipotético de 6,3 milímetros e uma armadura longitudinal de 16 milímetros, calculou-se um valor  $d'$  equivalente a 5,11 centímetros. Além disso, o *software* solicita que o usuário informe o número de barras e o diâmetro delas. A figura 34 ilustra a entrada de dados da armação:

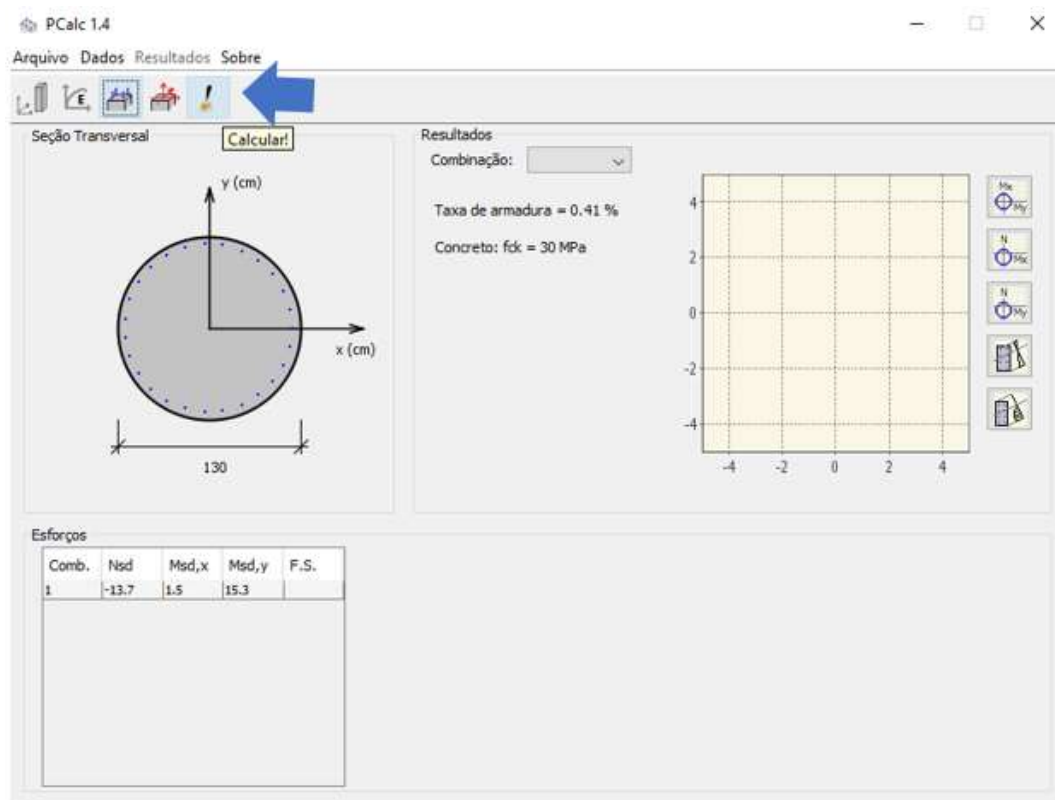
Figura 34: Entrada de dados da armação



Fonte: TQS (2024).

Após a entrada de dados da armação, pode-se clicar na opção “Calcular”, conforme indicado pela figura 35.

Figura 35: Opção calcular do PCalc 1.4



Fonte: TQS (2024).

O programa calcula a envoltória de momentos resistentes pela seção adotada. Caso o momento solicitante esteja dentro da envoltória, conclui-se que a seção foi dimensionada corretamente. O item 17.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) menciona a equação 60 que traça a envoltória resistente:

$$\left[ \frac{M_{rd,x}}{M_{rd,xx}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{rd,y}}{M_{rd,yy}} \right]^{\alpha} = 1 \quad (\text{Equação 60})$$

Onde a NBR 6118 (ABNT, 2014) define cada variável como:

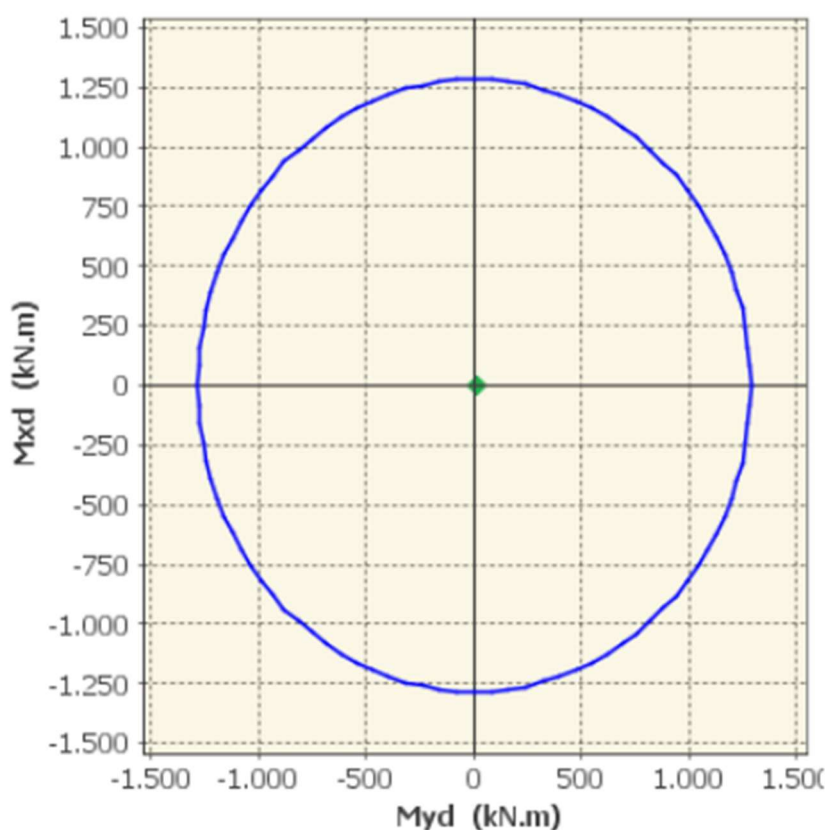
$M_{rd,x}$  e  $M_{rd,y}$  = São as componentes do momento resistente de cálculo em flexão oblíqua composta, segundo os dois eixos principais de inércia x e y da seção bruta, com um esforço normal resistente de cálculo  $N_{Rd}$  igual a normal solicitante  $N_{Sd}$ . Esses são os valores que se deseja obter;

$M_{rd,xx}$  e  $M_{rd,yy}$  = São os momentos resistentes de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão composta normal, com o mesmo valor de  $N_{Rd}$ . Esses valores são calculados a partir do arranjo e da quantidade de armadura em estudo;

$\alpha$  = É um expoente cujo valor depende de vários fatores, entre eles o valor da força normal, a forma da seção, o arranjo da armadura e de suas porcentagens. Em geral pode ser adotado  $\alpha = 1$ , a favor da segurança. No caso de seções retangulares, pode-se adotar  $\alpha = 1,2$ .

A envoltória resistente gerada pelo programa pode ser visualizada na figura 36 abaixo:

Figura 36: Envoltória de momentos resistentes



Fonte: TQS (2024).

O ponto em verde próximo ao centro da envoltória indica os momentos solicitantes. Nota-se que há uma grande distância entre o ponto verde e o limite da envoltória em azul, o que mostra que a área de concreto e a armadura mínima já são mais do que suficiente para resistir aos esforços solicitantes. Vale a pena destacar que esse resultado já era o esperado. Além de ter

uma área transversal de concreto elevada, a magnitude dos esforços aplicados no tubulão é baixa. Dessa forma, as armaduras longitudinais para o tubulão curto resultaram em 27 barras de bitola 16 milímetros.

No que diz respeito às armaduras transversais, a NBR 6118 (ABNT, 2014) menciona que o espaçamento longitudinal dos estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- Menor dimensão da seção;
- 24  $\varnothing$  para CA-25, 12  $\varnothing$  para CA-50.

Além disso, a NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve que no caso de elementos lineares submetidos ao esforço cortante, com exceção de alguns casos indicados, deve conter armadura transversal mínima constituída por estribos conforme a equação 61 a seguir:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen} \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (\text{Equação 61})$$

Onde a NBR 6118 (ABNT, 2014) define cada variável como:

$A_{sw}$  = área da seção transversal dos estribos;

$s$  = é o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

$\alpha$  = é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

$b_w$  = é a largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção, respeitada a restrição indicada no item 17.4.1.1.2 da norma;

$f_{ywk}$  = é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

$f_{ct,m}$  = é a resistência à tração na flexão.

Fazendo o espaçamento  $s$  igual a 100 centímetros, considerando um estribo vertical ( $\alpha = 90^\circ$ ) e isolando a área da seção transversal dos estribos, obtém-se a equação 62:

$$A_{sw} = \frac{20 f_{ct,m}}{f_{ywk}} b_w \quad (\text{Equação 62})$$

Como já mencionado anteriormente, o tubulão curto está submetido a esforços de baixa magnitude, de forma que, muito provavelmente, as configurações de armadura mínima já atendem aos critérios de projeto. No entanto, antes de adotar a área mínima, é necessário realizar a verificação ao esforço cortante. Isso pode ser feito com as equações 63 e 64 a seguir:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (\text{Equação 63})$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (\text{Equação 64})$$

Onde a NBR 6118 (ABNT, 2014) define cada variável como:

$V_{Sd}$  = é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

$V_{Rd2}$  = é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3}$  = é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

$V_c$  = é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça;

$V_{sw}$  = a parcela resistida pela armadura transversal.

Minuciando ainda mais as equações 63 e 64, para o caso de flexo compressão, as variáveis são determinadas conforme as equações a seguir:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Equação 65})$$

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \quad (\text{Equação 66})$$

$$V_c = V_{c0} \left( 1 + \frac{M_o}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2 \cdot V_{c0} \quad (\text{Equação 67})$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

(Equação 68)

Onde as variáveis ainda não definidas neste trabalho, são:

$d$  = é a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

$f_{cd}$  = resistência de projeto à tração na flexão;

$f_{ctd}$  = resistência de projeto à tração na flexão;

$f_{ywd}$  = é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor  $f_{yd}$  no caso de estribos e a 70 % desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;

$M_o$  = é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por  $M_{d,máx}$ ), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com  $V_{Sd}$ , sendo essa tensão calculada com valores de  $\gamma_f$  e  $\gamma_p$  iguais a 1,0 e 0,9, respectivamente;

$M_{Sd,máx}$  = é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise.

A resistência de projeto à tração na flexão  $f_{ctd}$  e o parâmetro  $\alpha_{v2}$  foram calculados conforme o item 17.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e a tensão na armadura transversal  $f_{yd}$  limitada ao valor  $f_{yd}$ , ou seja, 435 MPa. Uma forma de otimizar o dimensionamento ao esforço cortante, é calculando primeiramente a força  $V_{Rd2}$  e a força  $V_c$ . Se esses dois valores forem superiores a força cortante solicitante de cálculo  $V_{Sd}$ , então o elemento estrutural pode adotar estribo mínimo.

Sendo o parâmetro  $\alpha_{v2}$  igual a 0,88, a resistência  $f_{ct}$  igual a 2,14 kN/cm<sup>2</sup>, a altura útil  $d$  igual a 124,9 centímetros e a largura média  $b_w$  igual ao raio da seção (65 centímetros), aplicando a equação 65, tem-se:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 2,14 \times 124,9 \times 65 = 4127,96 \text{ kN ou } 412796 \text{ kgf}$$

Além disso, sendo a resistência  $f_{ct}$  igual a 0,145 kN/cm<sup>2</sup> e aplicando a equação 68, tem se:

$$V_{c0} = 0,6 \times 0,145 \times 65 \times 124,9 = 706,30 \text{ kN ou } 70630 \text{ kgf}$$



A força cortante solicitante de cálculo  $V_{Sd}$  pode ser obtida pela resultante entre as forças cortantes na direção X e Y apresentadas nas tabelas 46 e 47. O valor encontrado para  $V_{Sd}$  é 485,08 kgf, ou seja, muito menor que os valores calculados acima. Portanto, pode-se prosseguir com a armadura transversal mínima. Sendo a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal  $f_{yw}$  igual a 50 kN/cm<sup>2</sup>, a resistência à tração na flexão  $f_{ct,m}$  igual a 0,29 kN/cm<sup>2</sup> e a largura média da alma  $b_w$  igual a 65 centímetros, usando a equação 62, obtém-se:

$$A_{sw} = \frac{20.0,29}{50} 65 = 7,54 \text{ cm}^2/m$$

O tubulão curto tem 1,70 metros de comprimento, de forma que a armadura mínima necessária equivalente é 12,82 cm<sup>2</sup>. Sendo assim, a tabela 49 expõe a configuração possível para os estribos de dois ramos:

Tabela 49: Configuração de armaduras transversais possíveis

<b>Configuração de armaduras</b>	
<b>Nº de estribos</b>	<b>Bitola</b>
21	ø 6.3 mm
13	ø 8.0 mm
9	ø 10 mm

Fonte: O autor (2024).

O presente trabalho adotou uma bitola de 8 milímetros para os estribos. Dessa forma, a armadura mínima pode ser atendida com 13 estribos espaçados em 12 centímetros entre si. Observa-se que o espaçamento adotado segue os critérios mínimos estabelecidos anteriormente.

## 5.6 DETALHAMENTO

O detalhamento de fôrmas e armaduras da fundação foi realizado conforme as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014). A planta de projeto, bem como os quantitativos constam no APÊNDICE A deste trabalho.

## 6 CONCLUSÃO

### 6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os tópicos abordados neste trabalho permitem um embasamento sólido para o projeto da fundação de um transformador de corrente. O procedimento desenvolvido também pode ser aplicado para outros equipamentos de subestações, considerando-se sempre as peculiaridades de cada estrutura e de cada solo. Constatou-se que devido as características dimensionais do tubulão curto, é difícil enquadrá-lo precisamente como uma fundação superficial ou profunda. No entanto, desde que as exigências de cada método sejam atendidas, pode-se aplicar metodologias correspondentes aos dois tipos citados.

O método russo se mostrou como uma ótima ferramenta no dimensionamento geotécnico da fundação. Esse método permite uma análise das tensões e dos deslocamentos gerados no tubulão curto, de forma que tanto o ELU quanto o ELS podem ser verificados. Ademais, o método de Schutze e Sherif e o método de Broms funcionam, respectivamente, como boas metodologias na previsão dos recalques e deslocamentos laterais da fundação. No tocante a capacidade de carga resistente do solo, indica-se o uso da formulação generalizada de Terzaghi e os métodos semi-empíricos de Ruver, Skempton e Mello.

A solução adotada apresentou baixíssimas estimativas de recalque e deslocamento lateral. Além disso, as tensões laterais e na base também se mostraram dentro de faixas extremamente seguras. Observou-se que a verificação com maior impacto no dimensionamento é a proposta pela NBR 6122 (ABNT, 2014), que solicita que pelo menos 2/3 da área da base da fundação superficial esteja comprimida quando considerado carregamentos característicos. Essa indicação surge em razão da baixa resistência do solo à tração, de forma que ela não pode ser considerada nos cálculos.

No que tange ao dimensionamento estrutural, o *software* PCalc permite uma boa aproximação para a área de armadura longitudinal da fundação. O método mais indicado para o projeto em questão seria o método dos elementos finitos. No entanto, devido a grande envoltória de momentos resistentes e a baixa magnitude de esforços aplicados, o programa permite a obtenção de resultados realistas. Para a verificação do esforço cortante, a solução adotada desempenhou grande resistência, de forma que a armadura mínima transversal já foi o suficiente.

Em síntese, conclui-se que o projeto atendeu satisfatoriamente todos os critérios de segurança discutidos neste trabalho. Pode-se concluir, também, que as metodologias

apresentadas são muito úteis no dimensionamento de fundações de equipamentos de pátio de subestações.

## 6.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Em razão da importância do tema discorrido neste trabalho e a vasta possibilidade de aprofundamento no estudo de estruturas e fundações de subestações de energia elétrica, sugere-se os seguintes assuntos para trabalhos futuros:

- Dimensionamento geotécnico e estrutural de fundações para outros equipamentos de pátio de subestações;
- Comparação entre diferentes métodos de dimensionamento geotécnico para fundações de equipamentos de pátio de subestações;
- Análise técnica e financeira de diferentes soluções de fundação para equipamentos de pátio de subestações;
- Dimensionamento estrutural por meio de modelagem numérica de métodos de elementos finitos.

## REFERÊNCIAS

- AGUIAR, A. L. S. **Capacidade de Carga de Fundação Superficial de Tanque de Armazenamento de Grande Diâmetro/Ana Luiza Salgueiro de Aguiar**. 2015. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.
- ALONSO, U. R. **DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**. 3. ed. São Paulo: Edgard Blucher LTDA, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em Edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Provas de Carga Diretas sobre terrenos de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2003
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR IEC 61869-2**: Transformadores para instrumento - Parte 2: Requisitos adicionais para transformadores de corrente. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- BASTOS, P. S. **Flexão composta e pilares de concreto armado**. São Paulo: Universidade Estadual Paulista, 2021.
- BROMS, B. Lateral resistance of piles in cohesionless soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 90, n. 3, p. 123–156, 1964b.
- BROMS, B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division**, v. 90, n. 2, p. 225–230, 1964a.
- CCEE. **Consumo brasileiro de energia elétrica subiu 1,5% em 2022, mostra balanço da CCEE**. Disponível em: <<https://www.ccee.org.br/pt/web/guest/-/consumo-brasileiro-de-energia-eletrica-subiu-1-5-em-2022-mostra-balanco-da-ccee>>. Acesso em: 1 nov. 2023.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina do Texto, 2011.

CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEAUX ELECTRIQUES. **CIGRE Brochure (n° 6):** The Mechanical Effects Of Short-Circuit Curents In Open Air Substations. Paris, 1987.

CPRM. **Mapa de mineração de Porto Alegre.** Disponível em:  
<[https://rigeo.cprm.gov.br/bitstream/doc/17380/1/mapa\\_mineracao\\_porto\\_alegre.pdf](https://rigeo.cprm.gov.br/bitstream/doc/17380/1/mapa_mineracao_porto_alegre.pdf)>.  
Acesso em: 1 jan. 2023.

ENEL. **Assunto: Fundações para Postes da Rede de Distribuição Aérea.** Disponível em:  
<<https://www.enel.com.br/content/dam/enel-br/megamenu/normas-tecnicas/normas-sp/07/CNS-OMBR-MAT-21-1022-EDBR-Funda%C3%A7%C3%B5es%20para%20Postes%20da%20Rede%20de%20Distribui%C3%A7%C3%A3o%20A%C3%A9rea.pdf>>. Acesso em: 1 jan. 2023.

FARIA, H. J. D. **Cálculo de Barramento em Subestações.** 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Electrotécnica e de Computadores) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2009.

FERREIRA, G. S. **Análise, dimensionamento e comparação de diferentes soluções de fundações para torres de grande altura.** 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2014.

FILHO, A. C. **Projeto de pilares de concreto armado.** Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.

HECK, I. S. **Cálculo de esforços em barramentos flexíveis caldos por correntes de curto-circuito.** 2017. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Elétrica) – Departamento de Engenharia Elétrica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2017.

INSTITUTE OF ELECTRICAL AND ELECTRONICS ENGINEERS. **IEEE Standard 605:** Guide for Bus Design in Air Insulated Substation. Nova Iorque, 2008.

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. **IEC Standard 60865-1:** Short-circuit currents - Calculation of effects - Part 1: Definitions and calculation methods. Genebra, 2011.

JOPPERT JR. I. **FUNDAÇÕES E CONTENÇÃO EM EDIFÍCIOS.** São Paulo/SP: PINI 2007

MAMEDE FILHO, J. **SUBESTAÇÕES DE ALTA TENSÃO.** 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

MAMEDE FILHO, J. **MANUAL DE EQUIPAMENTOS ELÉTRICOS.** 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2005.

MCDONALD, J. D. **Electric Power Substations Engineering.** 3. ed. [s.l.] CRC Press, 2012.

MELLO, V. F. B. Deformações como base fundamental de escolha da fundação. **Geotecnia**, n. 12, p. 55–75, fev-mar 1975.

MONTEIRO, P. R. D.; MIRANDA J M. Arranjo de subestação: um estudo de revisão bibliográfica. **Research, Society and Development**, v. 10, n. 14, p. 1–12, nov. 2021.

MORAES, M. C. **Estruturas de Fundação**. Nova Iorque: McGraw Hill Book Co., 1976.

NARDELLI, A. **Dimensionamento geotécnico de fundações rígidas submetidas a esforços de tombamento em subestações de energia elétrica**: Estudo de caso Subestação Desterro 230/138 kV. 2016. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016.

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

ROCHA, M. M. S. **Análise do Comportamento de Fundações Superficiais Submetidas a Carregamentos Excêntricos em um Solo Residual**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2021.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. Boston: McGraw Hill, 2008.

SCHULTZE, E.; SHERIF, G. Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand. **Proceedings of the 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.**, v. 1, n. 3, p. 225–230, 1973.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. **Proceedings of the Building Research Congress**, v. 1, p. 180–189, 1951.

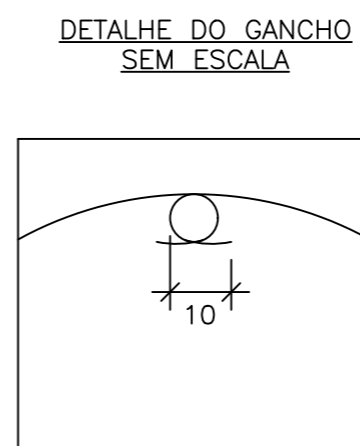
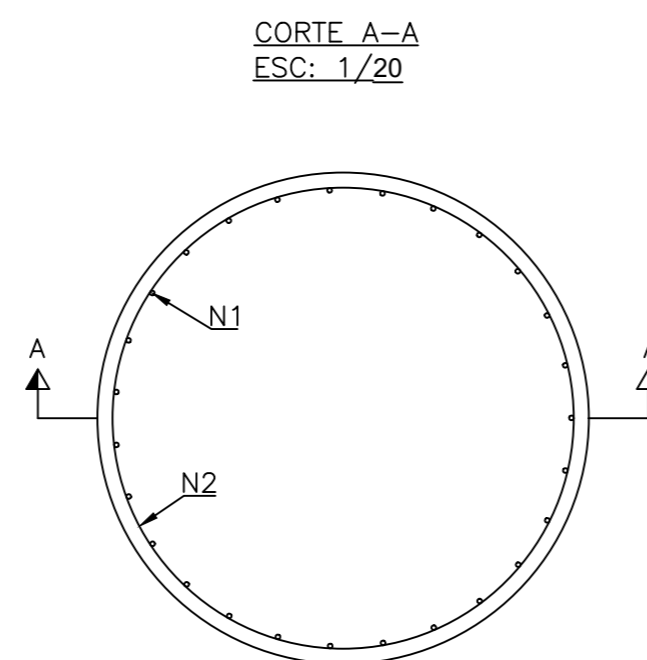
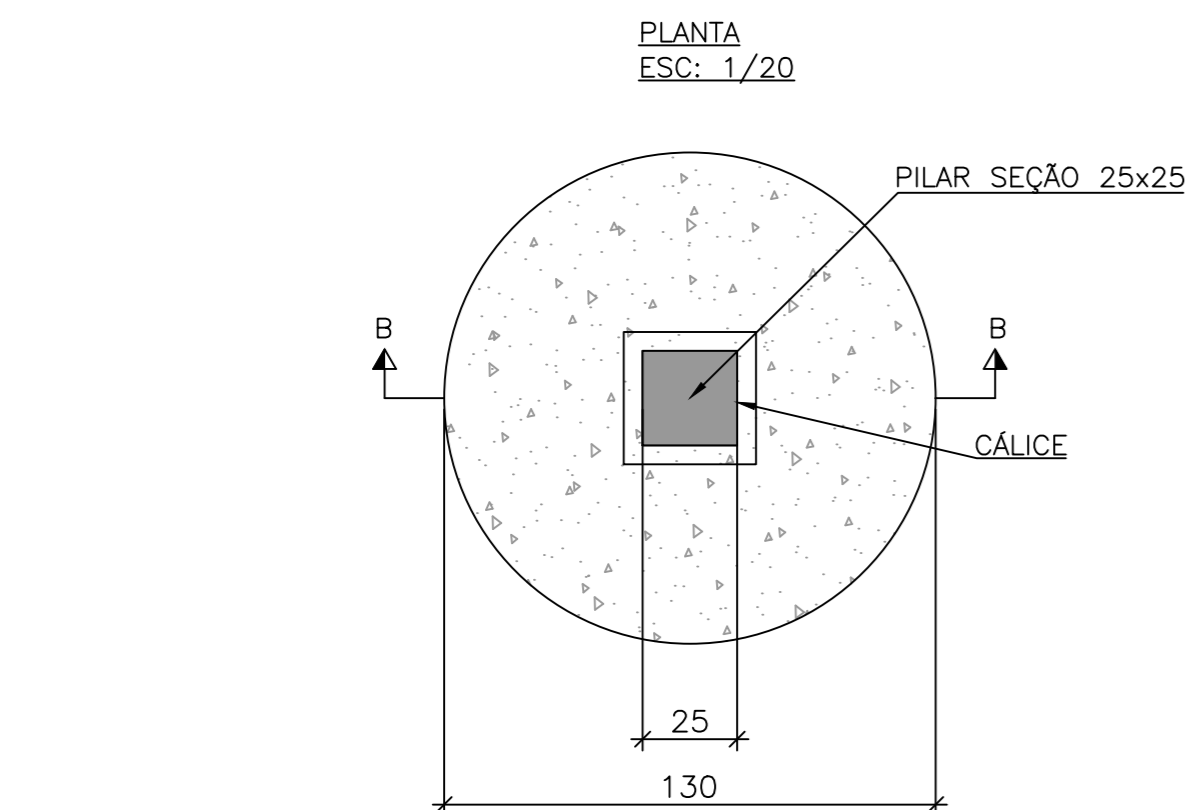
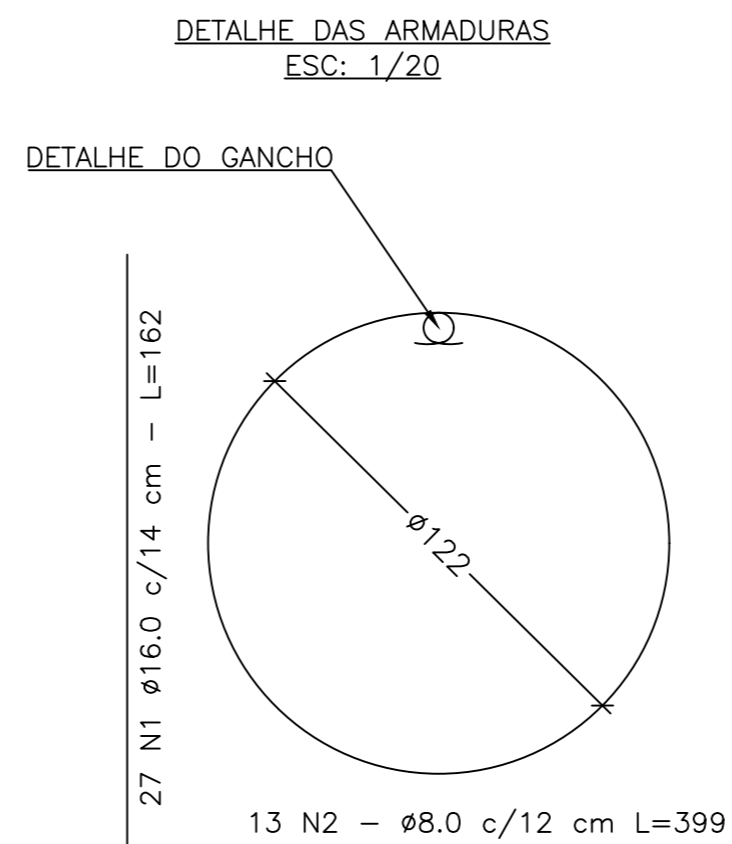
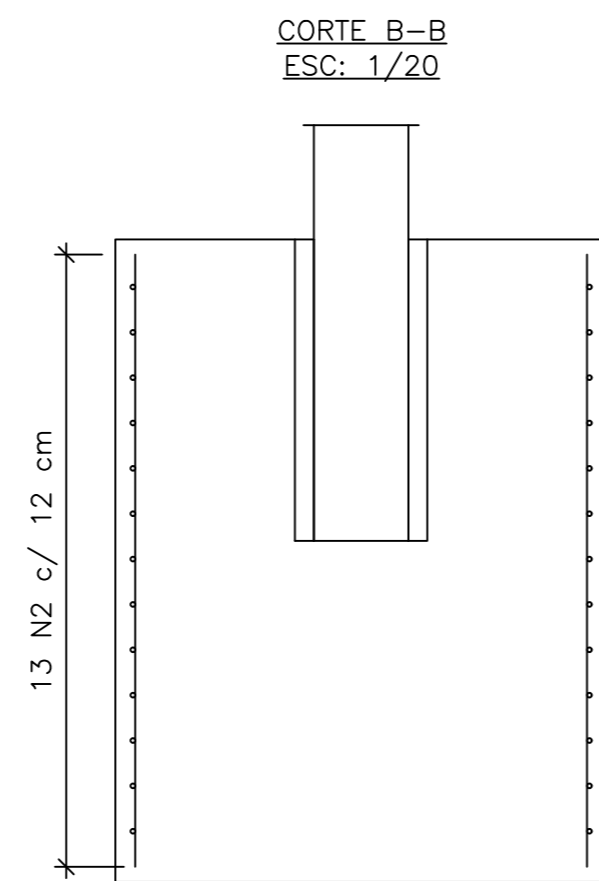
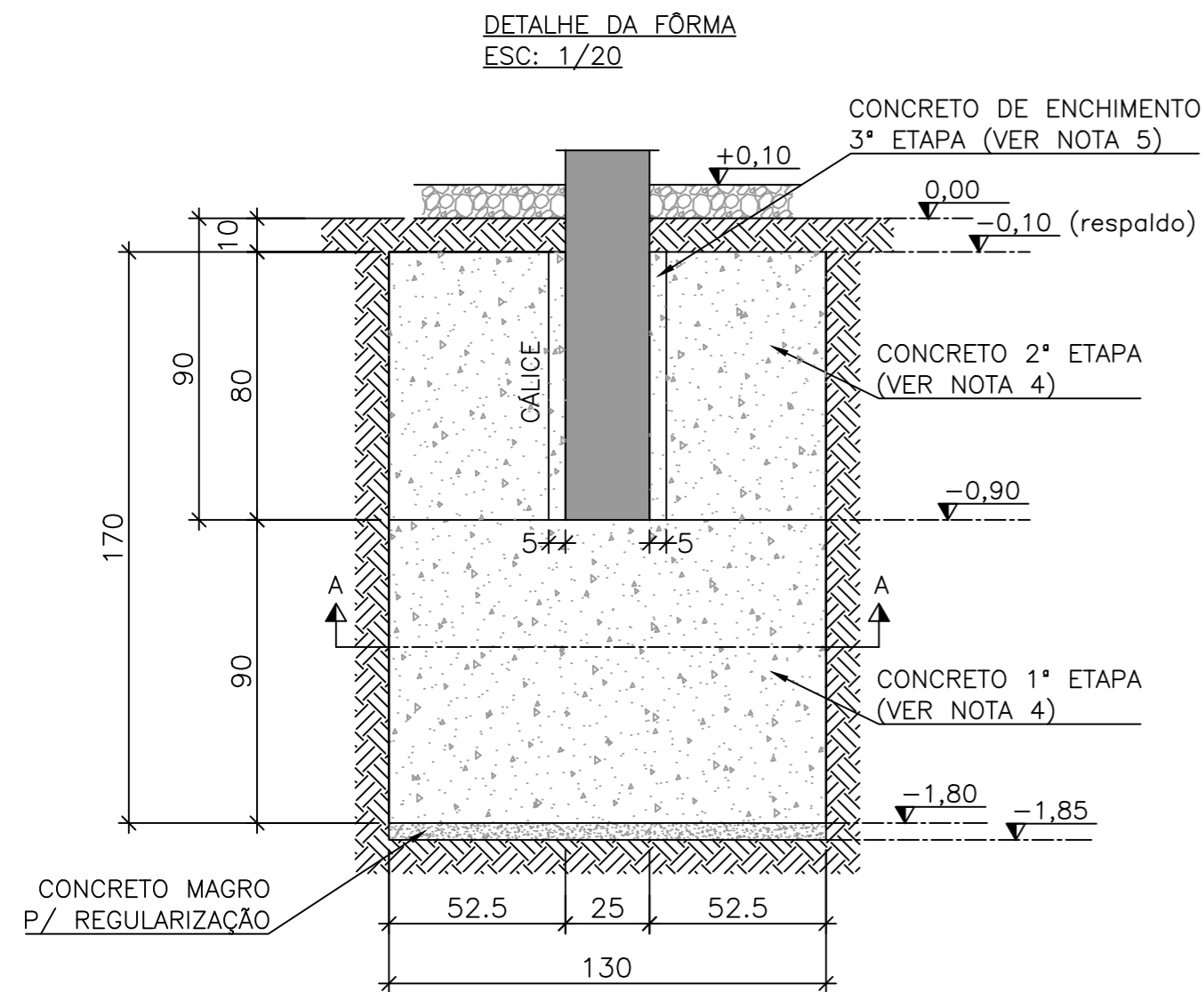
TERZAGHI K; PECK R B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1. ed. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1948.

TIMERMAN, J. Cálculo de Tubulões Curtos. **Revista Estrutura**, n. 90, 1980.

TQS. **Manual teórico**. São Paulo: 2011.

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

**APÊNDICE A – PLANTA**



NOTAS:

- 1 - DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM METROS.
- 2 - COBRIMENTO MÍNIMO = 4,0 CM;
- 3 - REALIZAR CAMADA DE CONCRETO MAGRO, ESPESSURA 5 CM E FCK  $\geq$  10 MPa;
- 4 - CONCRETAR EM 3 ETAPAS, ESTRUTURA DE CONCRETO DEVERÁ SER POSICIONADA NA FUNDAÇÃO SOMENTE 7 DIAS APÓS DA 1ª CONCRETAGEM.
- 5 - CONCRETO DE ENCHIMENTO FCK = 30 MPa, AGREGADO BRITA 0 (DIÂMETRO MÁX. = 9,5 MM).

QUANTITATIVO DE ARMADURAS (1 FUNDAÇÃO)					
No.	QUANT.	COMP. UNIT. (cm)	COMPRIMENTO (m)		
			DIÂMETROS (mm)		
1	27	162	43,74		
2	13	399			51,87
COMP.TOTAL (CA-50)			43,74		51,87
PESO P/ BITOLA (kg)			69,02		20,49
PESO TOTAL (kg)			89,51		
PESO TOTAL + 10% (kg)			98,46		

QUANTIDADES PARA UM CONJUNTO VOLUMES		
TIPO	CONCRETO ESTRUTURAL	CONCRETO MAGRO
TUBULÃO	2,20	0,066

CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL					
CONCRETO ESTRUTURAL (MPa)	CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO (kg/m <sup>3</sup> )	RELAÇÃO ÁGUA x CIMENTO	SLUMP (cm)	AGREGADO (mm)	AÇO
30	320	$\leq 0,55$	22+-3	Brita 1 Dmáx= 19 Brita 0 Dmáx = 9,5	CA-50



TÍTULO: PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA TRANSFORMADOR DE CORRENTE

RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS VIEIRA MARTINS

ORIENTADOR: CESAR ALBERTO RUYER

DATA: 16/02/2024

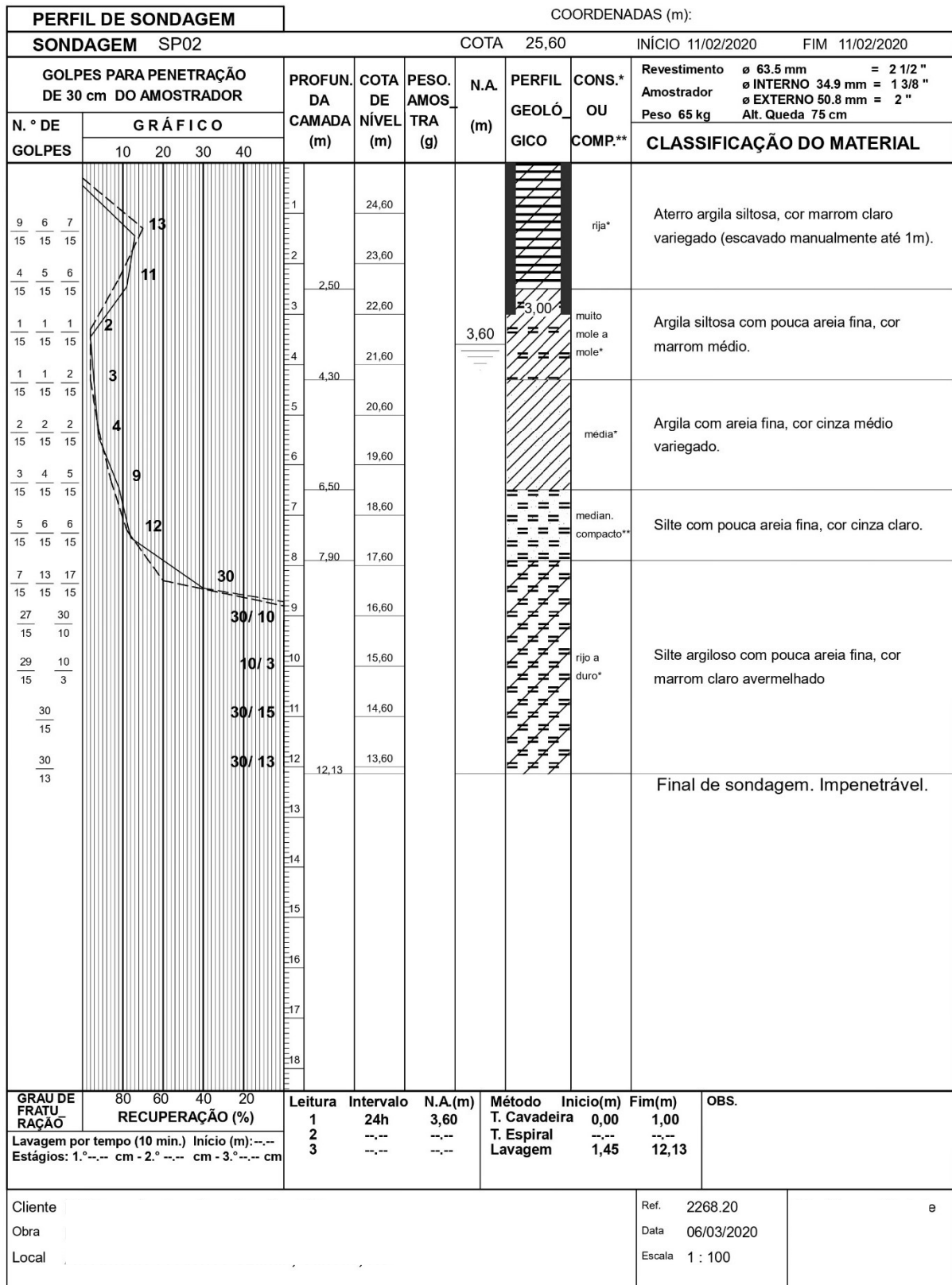
FOLHA: 01/01

ESCALA: INDICADA



**ANEXO A – RELATÓRIO SPT**

PERFIL DE SONDAAGEM				COORDENADAS (m):						
SONDAGEM SP01				COTA 24,80		INÍCIO 11/02/2020 FIM 11/02/2020				
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR			PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOS. TRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO									
	10	20	30	40						
7 15	6 15	6 15	12	1	23,80			rija*	Aterro argila siltosa, cor marrom médio variegado (escavado manualmente até 1m).	
1 15	2 15	1 15	3	2	22,80	2,50	2,00	mole*	Argila com pouca areia fina, cor marrom médio cinzento.	
1 15	2 15	2 15	4	3	21,80			mole*	Argila, cor cinza médio variegado.	
2 15	2 15	2 15	4	4	20,80			mole*	Argila, cor cinza médio variegado.	
2 15	2 15	3 15	5	5	19,80			pouco compacto**	Silte com pouca areia fina, cor cinza claro.	
2 15	3 15	4 15	7	6	18,80			duro*	Silte argiloso com areia fina, cor marrom claro avermelhado.	
9 15	12 15	16 15	28	7	17,80			duro*	Silte argiloso com areia fina, cor marrom claro avermelhado.	
12 15	30 15	15 15	30/15	8	16,80			duro*	Silte argiloso com areia fina, cor marrom claro avermelhado.	
18 15	22 15	8 8	22/8	9	15,80			duro*	Silte argiloso com areia fina, cor marrom claro avermelhado.	
30 15			30/15	10	14,80			duro*	Silte argiloso com areia fina, cor marrom claro avermelhado.	
31 15			31/15	11	13,80			duro*	Silte argiloso com areia fina, cor marrom claro avermelhado.	
				11,15					Final de sondagem. Impenetrável.	
				12						
				13						
				14						
				15						
				16						
				17						
				18						
GRAU DE FRATURAMENTO	RECUPERAÇÃO (%)			Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS.
				1	24H	2,50	T. Cavadeira	0,00	1,00	
Lavagem por tempo (10 min.)	Início (m):---			2	---	---	T. Espiral	---	---	
Estágios: 1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm				3	---	---	Lavagem	1,45	11,15	
Client:								Ref.	2268.20	
Obra								Data	06/03/2020	
Local								Escala	1 : 100	





PERFIL DE SONDAGEM				COORDENADAS (m):							
SONDAGEM SP04				COTA	24,20	INÍCIO	12/02/2020	FIM	13/02/2020		
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOSTRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO										
	10	20	30	40							
					1	23,20			fofa**	Areia fina siltosa, cor marrom médio (escavado manualmente até 1m).	
3 2 2 15 15 15	4				2	22,20	2,60		mole*	Argila siltosa com areia fina, cor cinza médio variegado.	
2 2 2 15 15 15	4				3	21,20					
2 2 3 15 15 15	5				4	20,20					
3 6 9 15 15 15	15				5	19,20					
5 6 7 15 15 15	13				6	18,20					
7 9 15 15 15 15	24				7	17,20			rijo a duro*	Silte argiloso, cor cinza claro variegado.	
10 14 14 15 15 15	28				8	16,20					
8 11 12 15 15 15	23				9	15,20					
10 13 15 15 15 15	28				10	14,20					
12 16 22 15 15 15	38				11	13,20					
25 20 15 6	20/6				12	12,20			duro*	Silte com pouca argila, cor cinza claro variegado.	
30 15	30/15				13	11,20					
30 15	30/15				14					Final de sondagem. Impenetrável.	
					15						
					16						
					17						
					18						
<b>GRAU DE FRATU-RAÇÃO</b>	80	60	40	20	<b>Leitura</b>	<b>Intervalo</b>	<b>N.A. (m)</b>	<b>Método</b>	<b>Início(m)</b>	<b>Fim(m)</b>	<b>OBS.</b>
	<b>RECUPERAÇÃO (%)</b>				1	24h	2,60	T. Cavadeira	0,00	1,45	Impenetrável no ensaio de lavagem por tempo.
	Lavagem por tempo (10 min.) Início (m):13,10				2	--	--	T. Espiral	--	--	
	Estágios: 1.º5,00 cm - 2.º 4,00 cm - 3.º3,00cm				3	--	--	Lavagem	1,45	13,22	
Cliente									Ref.	2268.20	
Obra									Data	06/03/2020	
Local									Escala	1 : 100	

PERFIL DE SONDAGEM		COORDENADAS (m):								
SONDAGEM SP05		COTA 24,60		INÍCIO 26/02/2020		FIM 26/02/2020				
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOS. TRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	Revestimento $\varnothing$ 63.5 mm = 2 1/2 " Amostrador $\varnothing$ INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 " $\varnothing$ EXTERNO 50.8 mm = 2 " Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm		
N.º DE GOLPES	GRÁFICO				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
	10	20	30	40						
13 15 14				29	1	23,60		duro a mole*	Silte argiloso com pouca areia fina, cor cinza claro avermelhado (escavado manualmente até 1m).	
15 15 15					2	2,00 22,60				
2 2 3					3	21,60	2,85			
15 15 15					4	20,60		médio*	Silte argiloso, cor cinza claro.	
2 3 4					5	19,60				
15 15 15					6	18,60				
3 3 3					7	7,00 17,60				
15 15 15					8	16,60		duro*	Silte argiloso com pouca areia fina, cor cinza claro esverdeado.	
3 3 4					9	15,60				
15 15 15					10	10,00 14,60				
3 4 5					11	13,60				
15 15 15					12	12,60				
6 12 19				31	13	11,60				
15 15 15					14	10,60		duro*	Silte argiloso com pouca areia fina, cor cinza claro com partes avermelhadas.	
8 14 24				38	15	9,60				
15 15 15					16	8,60				
13 19 27				46	17	7,60				
15 15 15					18	6,60				
15 21 29				50	18,19					
15 15 15										
9 13 21				34						
15 15 15										
12 17 25				42						
15 15 15										
13 18 27				45						
15 15 15										
12 16 30				46						
15 15 15										
18 23 15				38/ 20						
15 15 5										
24 9				9/ 3						
15 3										
GRAU DE FRATURACÃO		RECUPERAÇÃO (%)		Leitura	Intervalo	N.A. (m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS.
				1	24h	2,85	T. Cavadeira	0,00		
				2	--	--	T. Espiral	--	--	
				3	--	--	Lavagem	1,45	18,19	
Lavagem por tempo (10 min.) Início (m):---										
Estágios: 1.º--- cm - 2.º--- cm - 3.º--- cm										
Cliente								Ref. 2268.20		
Obra								Data 06/03/2020		
Local								Escala 1 : 100		

Dimensionamento de fundação para equipamento de subestação.

PERFIL DE SONDAGEM		COORDENADAS (m):							
SONDAGEM SP06		COTA 24,20		INÍCIO 17/02/2020		FIM 17/02/2020			
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOS. TRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO								
	10 20 30 40								
4 3 4 15 15 15	7	1	23,20				média*	Aterro argila siltsosa com pouca areia, cor marrom médio avermelhado (escavado manualmente até 1m).	
2 3 3 15 15 15	6	2	22,20		2,00		média*	Argila, cor cinza claro avermelhado.	
3 6 9 15 15 15	15	3	21,20				médio a rijo*	Silte argiloso, cor de cinza claro com partes avermelhadas.	
4 5 7 15 15 15	12	4	20,20						
4 5 5 15 15 15	10	5	19,20						
5 7 9 15 15 15	16	6	18,20						
6 8 11 15 15 15	19	7	17,20						
6 11 18 15 15 15	29	8	16,20	7,50			duro*	Silte argiloso com pouca areia fina, cor marrom claro avermelhado com partes cinza claro.	
8 21 29 15 15 15	50	9	15,20						
9 18 26 15 15 15	44	10	14,20						
17 30 15 15	30 / 15	11	13,20						
19 31 15 15	31 / 15	12	12,20						
26 15 15 5	15 / 5	13	11,20						Final de sondagem. Impenetrável.
		14							
		15							
		16							
		17							
		18							
GRAU DE FRATU RAÇÃO	80 60 40 20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS.	
	RECUPERAÇÃO (%)	1	24h	3,75	T. Cavadeira	0,00	1,00		
		2	--	--	T. Espiral	--	--		
		3	--	--	Lavagem	1,45	13,20		
Lavagem por tempo (10 min.) Início (m):--									
Estágios: 1.º-- cm - 2.º-- cm - 3.º-- cm									
Cliente							Ref.	2268.20	
Obra							Data	06/03/2020	
Local							Escala	1 : 100	

PERFIL DE SONDAGEM				COORDENADAS (m):							
SONDAGEM SP07				COTA 24,00		INÍCIO 27/02/2020 FIM 27/02/2020					
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOSTRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.**	Revestimento $\varnothing$ 63.5 mm = 2 1/2 " Amostrador $\varnothing$ INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 " $\varnothing$ EXTERNO 50.8 mm = 2 " Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO									CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
	10	20	30	40							
6 8 7 15 15 15					1	1,00	23,00			rija*	Aterro argilla siltosa com areia fina, cor marrom claro avermelhado.
3 3 4 15 15 15					2	2,00	22,00			médio*	Silte com areia fina, cor marrom médio.
3 3 3 15 15 15					3		21,00	2,90		médio*	Silte argiloso, cor cinza claro esverdeado com partes amareladas e avermelhadas.
3 3 4 15 15 15					4	4,00	20,00				
3 3 4 15 15 15					5		19,00			média a rija*	Argila siltosa, cor cinza claro com partes avermelhadas.
2 3 4 15 15 15					6		18,00				
4 5 7 15 15 15					7	7,00	17,00				
7 8 10 15 15 15					8		16,00				
9 13 16 15 15 15					9		15,00				
8 17 20 15 15 15					10		14,00				
12 23 20 15 15 7					11		13,00			duro*	Silte com argila, cor cinza esverdeado variegado.
17 30 15 15					12		12,00				
20 31 15 15					13		11,00				
23 15 15 4					14		10,00				
24 13 15 4					15		9,00				
					16	15,19					Final de sondagem. Impenetrável.
					17						
					18						
GRAU DE FRATURA RAÇÃO	RECUPERAÇÃO (%)				Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS.
					1	24h	2,90	T. Cavadeira	0,00		
	Lavagem por tempo (10 min.) Início (m):--				2	--	--	T. Espiral	--	--	
	Estágios: 1.º -- cm - 2.º -- cm - 3.º -- cm				3	--	--	Lavagem	1,45	15,19	
Cliente									Ref.	2268.20	
Obra									Data	06/03/2020	
Local									Escala	1 : 100	

Dimensionamento de fundação para equipamento de subestação.



PERFIL DE SONDAGEM				COORDENADAS (m):							
SONDAGEM SP08				COTA 24,90		INÍCIO 18/02/2020 FIM 19/02/2020					
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOSTRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS. OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO										
	10	20	30	40							
8 10 7 15 15 15	17			1	23,90			2,00	rija*	Aterro argila siltosa com areia fina, cor marrom claro (escavado manualmente até 1m).	
6 7 8 15 15 15	15			2	22,90						
5 7 7 15 15 15	14			3	21,90		3,60	médio a rijo*	Silte com pouca argila e pouca areia fina, cor cinza claro com partes avermelhadas.		
3 4 5 15 15 15	9			4	20,90						
4 5 5 15 15 15	10			5	19,90		5,00	rijo*	Silte argiloso, cor marrom claro avermelhado.		
3 4 5 15 15 15	9			6	18,90						
5 5 7 15 15 15	12			7	17,90		9,80	duro*	Silte com pouca argila e pouca areia fina, cor cinza claro com partes avermelhadas.		
6 10 10 15 15 15	20			8	16,90						
5 6 4 15 15 15	10			9	15,90		14,19		Final de sondagem. Impenetrável.		
7 8 16 15 15 15	24			10	14,90						
16 30 15 15	30/ 15			11	13,90						
19 31 15 15	31/ 15			12	12,90						
21 30 15 11	30/ 11			13	11,90						
24 11 15 4	11/ 4			14	10,90						
				15							
				16							
				17							
				18							
<b>GRAU DE FRATURAMENTO</b> RECUPERAÇÃO (%) Lavagem por tempo (10 min.) Início (m): --- Estágios: 1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm				Leitura	Intervalo	N.A. (m)	Método	Início (m)	Fim (m)	OBS.	
				1	24h	3,60	T. Cavadeira	0,00			
				2	---	---	T. Espiral	---	---		
				3	---	---	Lavagem	1,45	14,19		
Cliente									Ref.	2268.20	
Obra									Data	06/03/2020	
Local									Escala	1 : 100	

PERFIL DE SONDAGEM				COORDENADAS (m):									
SONDAGEM SP09				COTA	24,70		INÍCIO	19/02/2020		FIM	20/02/2020		
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOSTRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	Revestimento $\varnothing$ 63,5 mm = 2 1/2 "			
N.º DE GOLPES	GRÁFICO									Amostrador $\varnothing$ INTERNO 34,9 mm = 1 3/8 "			Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm
	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL												
				1	23,70				rija*	Aterro argila siltosa com pouca areia fina, cor marrom médio (escavado manualmente até 1m).			
				2	22,70	1,80				rijo*	Silte argiloso com areia média, cor marrom claro.		
				3	21,70					médio a rijo*	Silte argiloso, cor marrom claro avermelhado com partes cinza claro.		
				4	20,70	3,20							
				5	19,70								
				6	18,70								
				7	17,70								
				8	16,70	8,00							
				9	15,70								
				10	14,70								
				11	13,70								
				12	12,70								
				13	11,70								
				13,15				Final de sondagem. Impenetrável.					
				14									
				15									
				16									
				17									
				18									
<b>GRAU DE FRATU RAÇÃO</b> Lavagem por tempo (10 min.) Início (m):--- Estágios: 1.º--- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm				<b>Leitura</b> 1 2 3	<b>Intervalo</b> 24h --- ---	<b>N.A.(m)</b> 3,50 --- ---	<b>Método</b> T. Cavadeira T. Espiral Lavagem	<b>Início(m)</b> 0,00 --- 1,45	<b>Fim(m)</b> --- --- 13,15	<b>OBS.</b>			
Cliente Obra Local								Ref. 2268.20 Data 06/03/2020 Escala 1 : 100					

PERFIL DE SONDAGEM				COORDENADAS (m):							
SONDAGEM SP10				COTA 24,60		INÍCIO 20/02/2020 FIM 20/02/2020					
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOSTRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
N.º DE GOLPES	GRÁFICO										
	10	20	30	40							
4 / 7 / 8 15 / 15 / 15					1	23,60		3,75	rijo*	Aterro silte argiloso com areia fina, cor marrom claro (escavado manualmente até 1m).	
8 / 9 / 10 15 / 15 / 15					2	22,60					
5 / 4 / 6 15 / 15 / 15					3	21,60					
4 / 4 / 5 15 / 15 / 15					4	20,60					
4 / 5 / 6 15 / 15 / 15					5	19,60					
5 / 7 / 7 15 / 15 / 15					6	18,60					
4 / 5 / 4 15 / 15 / 15					7	17,60					
5 / 6 / 8 15 / 15 / 15					8	16,60					
10 / 18 / 30 15 / 15 / 10					9	15,60					
8 / 16 / 15 15 / 15 / 15					10	14,60					
13 / 22 / 20 15 / 15 / 7					11	13,60					
26 / 25 15 / 9					12	12,60					
30 / 11					13	11,60					
30 / 12					14	10,60					
					15					Final de sondagem. Impenetrável.	
					16						
					17						
					18						
GRAU DE FRATU RAÇÃO	80	60	40	20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS. Impenetrável no ensaio de lavagem por tempo.
	RECUPERAÇÃO (%)				1		3,75	T. Cavadeira	0,00		
Lavagem por tempo (10 min.)					2	--	--	T. Espiral	--	--	
Estágios: 1.º 3,00 cm - 2.º 3,00 cm - 3.º 2,00cm					3	--	--	Lavagem	1,45	14,12	
Cliente									Ref.	2268.20	
Obra									Data	06/03/2020	
Local									Escala	1 : 100	

PERFIL DE SONDAGEM				COORDENADAS (m):										
SONDAGEM SP11				COTA	23,80	INÍCIO	02/03/2020	FIM	02/03/2020					
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOS. TRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				
N.º DE GOLPES	GRÁFICO													
	10	20	30	40										
3 4 3					1	1,00	22,80			mole*	Aterro argila siltosa com areia fina, cor marrom claro (escavado manualmente até 1m).			
15 15 15					2		21,80	2,10						
1 1					3		20,80							
30 15					4		19,80			Argila siltosa, cor cinza médio a claro com partes alaranjadas.				
1 2 2					5	5,00	18,80							
15 15 15					6		17,80							
3 3 3					7		16,80							
15 15 15					8		15,80							
3 4 7					9		14,80			dura*	Argila siltosa, cor cinza claro com partes rosadas.			
15 15 15					10		13,80							
6 9 15					11		12,80							
15 15 15					12	12,19	11,80							
10 16 9					13						Final de sondagem. Impenetrável.			
15 15 15					14									
7 9 13					15									
15 15 15					16									
21 30					17									
15 15					18									
23 21														
15 15														
24 30														
15 13														
27 15														
15 4														
GRAU DE FRATU RAÇÃO				80	60	40	20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS.
RECUPERAÇÃO (%)								1	24h	2,10	T. Cavadeira	0,00		
Lavagem por tempo (10 min.) Início (m):---								2	---	---	T. Espiral	---	---	
Estágios: 1.º--- cm - 2.º--- cm - 3.º--- cm								3	---	---	Lavagem	1,45	12,19	
Cliente											Ref.	2268.20		
Obra											Data	06/03/2020		
Local											Escala	1 : 100		

Dimensionamento de fundação para equipamento de subestação.

PERFIL DE SONDAGEM			COORDENADAS (m):											
SONDAGEM SP12			COTA 23,80		INÍCIO 29/02/2020		FIM 29/02/2020							
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR			PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOSTRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
N.º DE GOLPES	GRÁFICO													
	10	20	30	40										
5 / 15	4 / 15	6 / 15					1	1,00	22,80	2,70	3,00	médio*	Aterro silte argiloso , cor marrom médio.	
1 / 15	2 / 15	2 / 15					2	21,80	mole a média*				Argila siltosa com pouca areia fina, cor cinza claro com partes alaranjadas.	
2 / 15	2 / 15	2 / 15					3	20,80	duro*					Silte argiloso, cor cinza claro com partes rosadas.
3 / 15	3 / 15	4 / 15					4	19,80						
3 / 15	4 / 15	5 / 15					5	18,80						
7 / 15	14 / 15	22 / 15					6	17,80						
6 / 15	9 / 15	16 / 15					7	16,80						
7 / 15	11 / 15	10 / 15					8	15,80						
12 / 15	27 / 15	18 / 6					9	14,80						
23 / 15	13 / 6	6 / 6					10	13,80						
27 / 15	9 / 3	3 / 3					11	12,80						
30 / 15	15 / 15	15 / 15					12	11,80						
							13	12,15						
GRAU DE FRATURA RAÇÃO			80 60 40 20		Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método		Início(m)	Fim(m)			
Lavagem por tempo (10 min.) Início (m): 12,65					1	24h	2,70	T. Cavadeira		0,00		Impenetrável no ensaio de lavagem por tempo.		
Estágios: 1.º 4,00 cm - 2.º 3,00 cm - 3.º 3,00cm					2	--	--	T. Espiral	--	--				
					3	--	--	Lavagem	1,45	12,15				
Cliente									Ref. 2268.20					
Obra									Data 06/03/2020					
Local									Escala 1 : 100					