



**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO
TOCANTINS – CAMPUS PALMAS
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

JEFFERSON MARCOS COSTA LEITE

**ESTUDO DE CASO PARA DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÃO DE TORRE DE
TELEFONIA PARA REGIÃO DE COSMÓPOLIS-SP**

**PALMAS
2025**

JEFFERSON MARCOS COSTA LEITE

**ESTUDO DE CASO PARA DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÃO DE TORRE DE
TELEFONIA PARA REGIÃO DE COSMÓPOLIS-SP**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação,
Ciência e Tecnologia do Tocantins, Campus
Palmas, como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Flavio da Silva Ornelas
Coorientador: Prof. Marcos Coelho Milhomem

**PALMAS
2025**

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Bibliotecas do Instituto Federal do Tocantins

L533e Leite, Jefferson Marcos Costa
ESTUDO DE CASO PARA DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÃO DE
TORRE DE TELEFONIA PARA REGIÃO DE COSMÓPOLIS-SP /
Jefferson Marcos Costa Leite. – Palmas, TO, 2025.
87 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia
Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do
Tocantins, Campus Palmas, Palmas, TO, 2025.

Orientador: Dr. Flavio da Silva Ornelas
Coorientador: Esp. Marcos Coelho Milhomem

1. Fundação. 2. Geotecnia. 3. Torre de Telecomunicação. I.
Ornelas, Flavio da Silva. II. Milhomem, Marcos Coelho. III. Título.

CDD 624

A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio, deste documento é autorizada para fins
de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.
Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica do IFTO com os dados fornecidos
pelo(a) autor(a).

JEFFERSON MARCOS COSTA LEITE

**ESTUDO DE CASO PARA DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÃO DE TORRE DE
TELEFONIA PARA REGIÃO DE COSMÓPOLIS-SP**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia Civil da
Unidade Palmas do Instituto Federal do Tocantins,
como exigência à obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil.

Aprovado em: 30 /06/2025

BANCA EXAMINADORA



Documento assinado digitalmente
FLAVIO DA SILVA ORNELAS
Data: 05/08/2025 15:58:15-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Flavio da Silva Ornelas
Orientador



Documento assinado digitalmente
HUGO LOPES PEREIRA
Data: 05/08/2025 16:05:10-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Me Hugo Lopes Pereira

MARCOS COELHO

MILHOMEM:01754085130

Assinado de forma digital por
MARCOS COELHO

MILHOMEM:01754085130

Dados: 2025.08.05 11:12:32 -03'00'

Prof. Marcos Coelho Milhomem
Coorientador

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, em primeiro lugar, pois sem Sua ajuda, direção e agir, eu não teria conseguido chegado até aqui. Sou grato por Sua presença constante em todos os momentos, por me conceder saúde, sabedoria e disposição para conquistar mais uma vitória em minha vida.

Agradeço aos meus pais, que com toda humildade e simplicidade me ensinaram a ser uma pessoa decente, a respeitar os outros e a buscar meus sonhos de forma honesta ainda que com muito trabalho, mas sempre com dignidade, sem jamais passar por cima de ninguém.

Sou também profundamente grato à minha namorada e sua família, por estar ao meu lado durante todo esse tempo, oferecendo força, apoio e confiança pela compreensão e pelo apoio nos momentos difíceis.

Peço que Deus recompense da melhor forma possível meu orientador, Prof. Dr. Flávio da Silva Ornelas, por dedicar parte de seu tempo a me orientar com suas valiosas técnicas e experiências.

Agradeço sinceramente ao meu coorientador, Marcos Coelho Milhomem, por sua dedicação, incentivo e pelas contribuições significativas ao desenvolvimento deste trabalho. Sua orientação foi essencial para que eu pudesse superar os desafios encontrados ao longo da pesquisa. Estendo também minha gratidão à empresa Slopegeo, pela generosidade em disponibilizar todos os dados necessários para a realização deste estudo. Sem essa colaboração, este trabalho não teria sido possível.

RESUMO

A análise geotécnica voltada à definição do tipo de fundação para torres de telecomunicação tem ganhado destaque diante do avanço tecnológico e da crescente necessidade de expansão geográfica do setor. A construção dessas torres, utilizadas como elementos de suporte para os sistemas de transmissão, tem aumentado significativamente, tanto em número quanto em altura. Esse cenário impõe dois desafios principais: a repetição em larga escala de estruturas semelhantes e o acréscimo de esforços devido ao aumento de altura. Diante disso, torna-se fundamental identificar soluções de fundação otimizadas e compatíveis com as características geotécnicas do solo e com as exigências estruturais do projeto. Este trabalho tem como principal objetivo apresentar um estudo de caso sobre a escolha do tipo de fundação mais adequado para a implantação de uma torre de telecomunicação na região de Cosmópolis-SP. As fundações podem ser classificadas em dois grandes grupos: superficiais, que transmitem as tensões ao solo predominantemente pela base, e profundas, que as transmitem por atrito lateral e pela ponta. O foco do estudo é avaliar, com base nas condições locais do solo, qual dessas soluções é mais apropriada para suportar a estrutura da torre. A metodologia adotada inclui uma investigação geotécnica com base em sondagens do tipo SPT, ensaios laboratoriais e análises de dimensionamento geotécnico conforme as normas técnicas brasileiras vigentes.

Palavras-chave: Dimensionamento Geotécnico Fundação, Geotecnia, Torre de Telecomunicação, Sondagem SPT.

ABSTRACT

Geotechnical analysis aimed at defining the type of foundation for telecommunication towers has gained prominence due to technological advances and the growing need for geographic expansion in the sector. The construction of these towers, which serve as support structures for transmission systems, has increased significantly, both in number and height. This scenario presents two main challenges: the large-scale repetition of similar structures and the increase in structural loads due to greater height. Therefore, it becomes essential to identify optimized foundation solutions that are compatible with the geotechnical conditions of the soil and the structural requirements of the project. The main objective of this study is to present a case study on the selection of the most suitable foundation type for the installation of a telecommunication tower in the region of Cosmópolis, São Paulo, Brazil. Foundations are generally classified into two main categories: shallow foundations, which transfer loads to the ground primarily through their base, and deep foundations, which transfer loads through side friction and tip resistance. This study focuses on evaluating which of these solutions is most appropriate for supporting the tower structure, based on the local soil conditions. The adopted methodology includes a comprehensive geotechnical investigation based on SPT borehole data, laboratory tests, and geotechnical design analyses in accordance with current Brazilian technical standards.

Keywords: Geotechnical Dimensioning Foundation, Geotechnics, Telecommunications Tower, SPT Survey.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Equipamento de sondagem à percussão - SPT	16
Figura 2.2 - Retirada de amostra deformada	20
Figura 2.3 - Coleta de amostra indeformada	21
Figura 2.4 - Ensaio de cisalhamento direto: representação de resultado	23
Figura 2.5 - Esquema da caixa de cisalhamento direto	23
Figura 2.6 - Tipos de fundações superficiais	25
Figura 2.7 - Tipos de Fundações Profundas: Estacas, Tubulão, Caixão.	26
Figura 2.8 - Capacidade de carga das estacas	29
Figura 2.9 - Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito	33
Figura 2.10 - Modelo de torre Metálica de telecomunicação	36
Figura 3.1 - Torre telefonia treliçada.....	38
Figura 3.2 - Arranjo dos pilares da torre	40
Figura 3.3 - Geologia da Região.....	41
Figura 3.4 - Localização das sondagens	42
Figura 3.5 - SPT 01	43
Figura 3.6 - SPT 02	44
Figura 3.7 - SPT 03	45
Figura 3.8 - Planta de locação de coleta de amostras.....	46
Figura 3.9 - Retirada de amostra deformada.....	47
Figura 3.10 - Retirada de Amostra indeformada.....	47
Figura 3.11 - Ensaio de Cisalhamento Direto Tensões Normais	48
Figura 3.12 - Perfil Geotécnico	50
Figura 4.1 - Bloco de fundação.....	53
Figura 4.2 - Seção geotécnica.....	54
Figura 4.3 - Gráfico ilustrativo da capacidade de carga estaca 30 cm	56
Figura 4.4 - Planta baixa do bloco com a estaca de 30 cm	58
Figura 4.5 - Planta baixa dos pilares da torre	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Designação dos solos a partir do Nspt.....	17
Tabela 2-2 - Fator α de correlação de Es com Nspt.....	18
Tabela 2-3 - Coeficiente K de correlação de Es com Nspt.	18
Tabela 2-4 - Peso específico de solo arenosos.....	19
Tabela 2-5 - Peso específico de solos argilosos	19
Tabela 2-6 - Coeficiente K e a razão de atrito α	32
Tabela 2-7 - Fatores de correção F1 e F2 atualizados	32
Tabela 3-1 - Esforços atuantes na estrutura.....	39
Tabela 3-2 - Parâmetros Geotécnicos	49
Tabela 4-1 - Principais Resultados fundação rasas	52
Tabela 4-2 - Análise dos fatores de segurança da fundação rasas	53
Tabela 4-3 - Capacidade de carga Estaca de 30 cm.....	55

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
IFTO	Instituto Federal do Tocantins
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
SPT	Standard Penetration Test
NSPT	Number of Standard Penetration Test

LISTA DE SÍMBOLOS

γ	Peso específico do solo
φ	Ângulo de atrito interno
c	Coesão
σ	Tensão
K	Coeficiente de reação do solo
α	Razão de atrito
E_s	Módulo de deformação do solo
Q_{adm}	Carga admissível
F	Fator de segurança
Q_a	Carga por atrito lateral
Q_p	Carga por ponta
Q_{total}	Carga total da estaca
F_{Stomb}	Fator de segurança ao tombamento
F_{Sdes}	Fator de segurança ao deslizamento
h	Altura
P_p	Peso próprio da fundação
R_p	Resistência de ponta da estaca
R_L	Resistência lateral da estaca
R	Capacidade de carga total da estaca

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1 PROBLEMA DA PESQUISA	12
1.2 JUSTIFICATIVA	13
1.3 OBJETIVOS	13
1.3.1 Objetivo geral.....	13
1.3.2 Objetivos Específicos.....	14
2. REVISÃO DE BIBLIOGRAFIA.....	15
2.1 Investigação Geotécnica	15
2.1.1 Sondagem a Percussão tipo SPT	15
2.1.2 Sondagem Rotativa	19
2.1.3 Coletas de Amostra Deformada	20
2.1.4 Coletas de Amostra Indeformada	21
2.2 Ensaio de geotécnicos	22
2.2.1 Ensaio de Caracterização	22
2.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto.....	22
2.3 Fundação Rasa	24
2.4 Fundações Profundas	25
2.5 Dimensionamento Geotécnico Fundações.....	27
2.5.1 Dimensionamento de Fundações Rasa	27
2.5.2 Dimensionamento de Fundações Profundas	29
2.6 Segurança nas fundações.....	34
2.7 Torres de telefonia	34
3. METODOLOGIA.....	37
3.1 Estudo de caso.....	38
3.2 Modelo e características da torre	38
3.3 Geologia da Região.....	40

3.4	Prospecções e ensaios geotécnicos	42
3.5	Parâmetros Geotécnicos	49
3.6	Perfil Geotécnico	49
3.7	Dimensionamento Geotécnico	50
3.7.1	Fundações Rasas	50
3.7.2	Fundações Profundas	51
4.	RESULTADO E DISCUSSÕES.....	52
4.1	Dimensionamento de fundação rasa	53
4.2	Dimensionamentos das fundações profundas.....	54
5.	Conclusão	59
5.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	60
6.	REFERÊNCIAS.....	62

1. INTRODUÇÃO

O projeto de uma torre, genericamente, consiste numa superestrutura em aço e numa fundação reforçada. Essa fundação pode representar uma grande parte do custo total do projeto da torre, entre 20 e 40 por cento desse custo (ABEYKOON ET AL., 2012).

Os projetos de fundação para torres de telecomunicação, bem como todo o tipo de infraestrutura necessária para instalar um site, é uma etapa importante na implantação de qualquer projeto de empresa de telefonia e na área de defesa e segurança. Atuando diretamente nesta área, propõe-se fazer a pesquisa em função de sua importância em instâncias nacionais e por ser ainda uma área de conhecimento a ser explorada (OLIVEIRA, 2014).

As torres metálicas são caracterizadas pelo trecho piramidal e à medida que se aproxima do topo torna-se um trecho reto. As alturas podem variar e geralmente são a partir de 10 metros e podem chegar até a 110 metros. Essa altura está limitada as leis de cada município e ao COMAR (Comandos Aéreos Regionais), mas o que define a altura é a capacidade de área de exposição ao vento, localização, tamanho, perfil geotécnico do terreno, os aparelhos que serão instalados e seu peso. (OLIVEIRA, 2014).

O trabalho avalia as soluções de fundação mais adequadas para uma torre de telecomunicações a ser implantada em Cosmópolis-SP, considerando as propriedades geotécnicas locais, as normas técnicas aplicáveis e os critérios de segurança.

1.1 PROBLEMA DA PESQUISA

O setor de telecomunicação no Brasil tem alto crescimento com novas instalações de torre de telefonia em diversas regiões, esses crescimentos exigem soluções de engenharia que garantam a estabilidade e a segurança dessas estruturas, que estão cada vez mais alta e sujeitas a intensas cargas verticais e horizontais. A fundação, nesse contexto, torna-se um dos elementos mais críticos do projeto, pois precisa suportar com eficiência os esforços da torre e transferi-los ao solo de forma segura e duradoura.

Na região de Cosmópolis, localizada no interior de São Paulo, na profundidade que foi executado a sondagem, não identificou a presença do nível freático nem atingiu

o topo rochoso dentro da profundidade investigada. Diante disso, um dos principais desafios técnicos está em garantir uma fundação que suporte adequadamente as elevadas cargas impostas pela estrutura da torre. Essa dificuldade se intensifica devido à magnitude dos esforços horizontais gerados pela ação do vento, os quais são consideráveis em torres de telecomunicação, exigindo fundações com elevada capacidade de carga ou tensão admissível.

Diante desse cenário, a pesquisa propõe-se a investigação de qual seria a solução mais adequada para construção de uma torre de telefonia na região Cosmópolis-SP, considerando as características geotécnicas locais e esforços estruturais envolvidos.

1.2 JUSTIFICATIVA

As torres de telefonia são estruturas específicas, cujo projeto de fundações representa uma das etapas mais importantes, especialmente em regiões com características geotécnicas peculiares. Nessas áreas, o solo pode apresentar baixa resistência e variações graves nas camadas, exigindo uma análise detalhada para garantir a segurança e a estabilidade da estrutura ao longo do tempo.

Essas estruturas encontram-se inseridas no meio urbano, geralmente em centros adensados por edificações, onde a sua estabilidade e de vital importância para a segurança de pessoas que residem em seu entorno, sendo uma das justificativas que definem esse trabalho.

Para o âmbito acadêmico, o trabalho vem a contribuir com um novo volume de dados, informações e análises técnicas a respeito do assunto, possibilitando a formação de linha de pesquisas futuras.

Além disso, este trabalho busca integrar e aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação e estágio, fornecidos como base para o desenvolvimento do primeiro projeto prático de fundações, unindo teoria e prática em um estudo de caso relevante.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Avaliar a solução de fundação mais adequada para uma torre de telecomunicações a ser construída na região de Cosmópolis-SP.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Analisar as condições geotécnicas da região de Cosmópolis-SP, identificando a capacidade de suporte do solo e sua heterogeneidade;
- Realizar o dimensionamento Geotécnico;
- Determinar a fundação para o estudo de caso.

2. REVISÃO DE BIBLIOGRAFIA

2.1 Investigação Geotécnica

A investigação geotécnica, além de minimizar riscos e custos, é uma forma de demonstrar responsabilidade com a sociedade e respeito à natureza. É importante destacar que os resultados e análises das investigações geotécnicas são documentos de projeto (MARINHO,2005).

Conforme Brito e Gomes (2018), as investigações geotécnicas são essenciais em qualquer obra de engenharia civil, uma vez que esta possibilita ao homem compreender os fenômenos geológicos de formação da crosta terrestre e solucionar os importantes problemas postos por diversos ramos da engenharia e tecnologia.

A investigação geotécnica tem como principais objetivos determinar a extensão, profundidade e espessura das camadas do subsolo, descrevendo o solo de cada camada, compactidade ou consistência, cor e outras características perceptíveis, além de determinar a profundidade do nível do lençol freático, lençóis artesianos ou suspensos, informar sobre a profundidade da superfície rochosa e sua classificação, estado de alteração e variações e gerar dados sobre propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos ou rochas como a compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade (SOARES, 2020).

Vários são os tipos de investigações geotécnicas que são utilizados na Engenharia de Fundações (BOWLES, 1984). Mas no caso específico de linhas de transmissão e de locais de implantação de torres de telecomunicação, utilizam-se três tipos de investigações, são eles:

- sondagem a trado;
- sondagem tipo SPT;
- sondagem rotativa e mista.

2.1.1 Sondagem a Percussão tipo SPT

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é um dos métodos mais simples para se obter informações sobre o grau de compactidade do solo in-situ (ABNT,,2020).

A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da NBR 6484, prescreve o método de execução de sondagens de simples reconhecimento do subsolo, também denominadas sondagens à percussão, que tem por finalidade a exploração por perfuração e amostragem do solo, como também estabelecer medidas

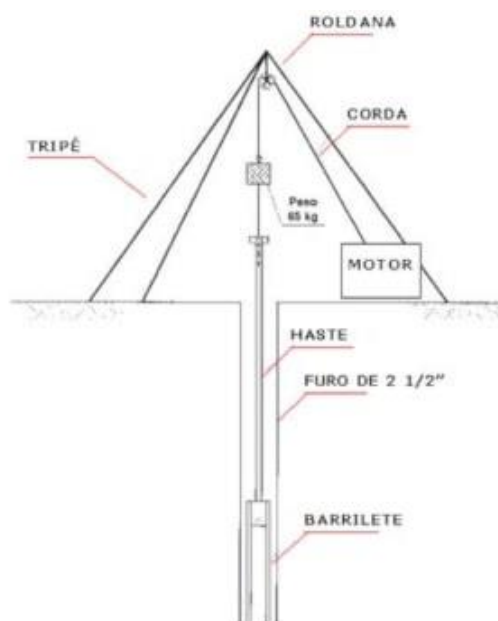
do índice de resistência à penetração, para fins de Engenharia Civil (RODRIGUEZ, 2013).

Consiste em contar o número de golpes N necessários para que um peso de 65 kgf, caindo da altura de 75 cm, força um amostrador de 2" de diâmetro externo penetrar 30 cm no solo. O número N é denominado "Índice de Resistência à Penetração". Neste ensaio também são recolhidas amostras do solo, para suas classificações (ABNT, 6484,2020)

O valor de NSPT é variável em função do equipamento. Desta forma, a norma NBR 6484,2020 estabelece as características dos equipamentos a serem utilizados no ensaio, para que a energia fornecida ao sistema seja a energia padrão. Para isso, a norma preconiza a queda um peso de 65 kgf, caindo de uma altura de 0,75 m, resultando na energia de 0,48 kN.m. A média histórica brasileira da energia transferida ao amostrador é de 72% do total, um pouco superior à média internacional de 60% (RODRIGUEZ, 2013).

A sondagem de simples reconhecimento com SPT é um método para investigação de solos, no qual a perfuração é feita por meio do trado ou circulação de água, sendo utilizada para a obtenção de amostras de solo, medida de índice de resistência à penetração e observação do nível d'água subterrânea (RODRIGUEZ, 2013). O equipamento de perfuração é ilustrado na figura 2-1.

Figura 2.1 - Equipamento de sondagem à percussão - SPT



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Segundo Schnaid (2000), há dois métodos que podem ser usados para a interpretação dos resultados do Standard Penetration Test, sendo eles métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos são de natureza empírica ou semiempírica e aplicam os resultados do SPT na previsão da tensão admissível ou recalque de forma direta, sem determinar parâmetros intermediários. Os métodos indiretos utilizam os resultados do ensaio na previsão de propriedades constitutivas de solos

Existem algumas correlações que podem ser obtidas a partir do SPT, como a designação do solo (Tabela 1). A NBR 6484/2020, possui um sistema de classificação dos solos muito usado no Brasil, porém ela se baseia em medidas de resistência à penetração sem nenhuma correção quanto a energia de cravação e nível de tensões (Tabela 2-1):

Tabela 2-1 - Designação dos solos a partir do Nspt

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

Fonte: ABNT 6484 (2020).

Outros parâmetros como a tensão admissível, coesão não drenada, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade são possíveis de serem obtidos também em função do Nspt. Teixeira e Godoy (1996), Teixeira (1996) e Cintra et al. (2011) e Berbearian (2015) apresentam correlações para obtenção desses fatores.

- Tensão admissível:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{100} \text{ (MPa) com } 5 \leq N_{spt} \leq 20 \quad (1)$$

Cintra, Aoki e Albiero (2011)

- Coesão não drenada

$$c = \frac{N}{0,35} \quad (2)$$

Berbearian (2015)

- Ângulo de atrito:

$$\phi = \sqrt{20 \times N_{spt}} + 15^\circ \quad (3)$$

Teixeira (1996)

- Módulo de deformabilidade:

$$E_s = \alpha \times K \times N_{spt} \quad (4)$$

Teixeira e Godoy (1996)

Para obter o módulo de deformabilidade é necessária a determinação dos parâmetros α e K a partir do tipo do solo, conforme mostrado nas Tabelas 2-2 e 2-3

Tabela 2-2 - Fator α de correlação de E_s com N_{spt}

Solo	α
Areia	1,1
Silte	0,9
Argila	0,7

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Tabela 2-3 - Coeficiente K de correlação de E_s com N_{spt} .

Solo	K (Mpa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Há uma proposição de correlação para estimar valores de peso específico efetivo do solo a partir do Nspt em função da consistência da argila e compactidade da areia (GODOY, 1972).

Tabela 2-4 - Peso específico de solo arenosos.

Nspt	Compacidade	Peso específico (kN/m³)		
		Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Tabela 2-5 - Peso específico de solos argilosos

Nspt	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

2.1.2 Sondagem Rotativa

Quando há matacões ou blocos a serem ultrapassados a sondagem rotativa é utilizada. Esta sondagem consiste em um mecanismo que rotaciona a haste (Cabeçote de perfuração), forçando-a para baixo. Ela dispõe na extremidade inferior do barrilete uma coroa de diamante ou pastilhas de tungstênio que faz o corte da rocha. O barrilete reterá o testemunho – a amostra de rochas cortadas. Ao fim do ensaio tem-se em uma caixa o que conseguiu-se adquirir de testemunho das camadas perfuradas (VELLOSO e LOPES, 2010).

Um parâmetro que é de grande valia obtido por este ensaio é o índice de qualidade da rocha RQD (Rock Quality Designation). O índice consiste no coeficiente do número de rochas que foram recuperadas com fragmentos maiores que 10 cm por metro perfurado. Para Veloso (2010), este tipo de sondagem pode ser especificado quando a estrutura como travessias de grande vão sobre curso de água e a natureza

do maciço de fundações exijam maior detalhamento das suas propriedades para o projeto ou em zonas de taludes.

2.1.3 Coletas de Amostra Deformada

Extraída por raspagem ou escavação, implicando na destruição da estrutura e na alteração das condições de compacidade ou consistência naturais (ABNT 9604/2016).

De acordo com Castro (2011), as amostras deformadas são particularmente úteis em ensaios de laboratório que não excluem a preservação das condições originais do solo, mas apenas sua composição e distribuição granulométrica. Esses ensaios fornecem informações básicas sobre o tipo de solo (areia, silte ou argila) e sua classificação, auxiliando no planejamento inicial do projeto de fundações.

Segundo Velloso e Lopes (2014), as amostras deformadas são coletadas de forma mais simples e econômica, frequentemente durante sondagens a percussão tipo SPT, ou mesmo em trincheiras e escavações abertas. Contudo, é importante observar que elas não são adequadas para ensaios que avaliam o comportamento mecânico do solo, como compressibilidade ou resistência ao cisalhamento, já que as condições de compactação naturais são alteradas durante o processo de coleta. A Figura 2-2 ilustrada mostra o procedimento de retirada de amostra.

Figura 2.2 - Retirada de amostra deformada



Fonte: Slopegeo (2024)

2.1.4 Coletas de Amostra Indeformada

Extraída com o mínimo de perturbação, procurando manter sua estrutura e condições de umidade e compacidade ou consistência naturais (ABNT 9604/2016).

Em estudos relacionados à estrutura do solo são comumente utilizadas amostras indeformadas, isto é, porções de solo que apresentem a mesma disposição encontrada no campo e que não tenham sofrido alterações ou que sejam tão pequenas a ponto de poderem ser utilizadas em ensaios de laboratório (TEIXEIRA et al., 2000)

Com vistas em coletar amostras no campo, o pesquisador tem que optar, dentre os diversos procedimentos para a coleta de amostras de solos, por aqueles mais adequados aos seus propósitos, procurando contemplar: qualidade da amostra, tempo de operação, equipamento disponível e pessoal habilitado. Tais amostras podem ser coletadas por diferentes processos, como: poços, sondagens a trado ou sondagens rotativas, mista ou por cravação no solo, segundo (Bueno; Vilar, 1984).

A Figura 2-3 ilustra o procedimento de coleta de amostra indeformada.

Figura 2.3 - Coleta de amostra indeformada



Fonte: Slopegeo (2024)

2.2 Ensaios de geotécnicos

2.2.1 Ensaio de Caracterização

A caracterização de solos é essencial na engenharia geotécnica, pois permite compreender as propriedades físicas e mecânicas dos solos, fundamentais para o planejamento e execução de obras civis. Trabalhando com solos, seja para tráfego de máquinas ou construções, é importante caracterizá-lo para que se tenha segurança na execução dessas operações; solos que apresentam, em sua forma textural, alta porcentagem de finos, são muito influenciados pela umidade, além da forma das partículas e da sua composição química e mineralógica, causando grandes variações nas suas propriedades plásticas (OLIVEIRA et al, 1997).

Foram definidos por A. Osterberg (1911), certos limites que delimitam o intervalo de consistência do solo, denominados limite de liquidez e de plasticidade. Tradicionalmente, para a determinação do limite de liquidez o método mais utilizado é aquele padronizado por Arthur Casagrande, que utiliza o aparelho desenvolvido pelo mesmo (Oliveira et al, 1997).

Uma das características físicas mais importantes do solo é a textura ou granulometria, que caracteriza as quantidades de areia, silte e argila presentes no solo. Solos que apresentam alta porcentagem de finos, são muito influenciados pela umidade, causando grandes variações nas suas propriedades plásticas (SOUZA et al, 2000).

2.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

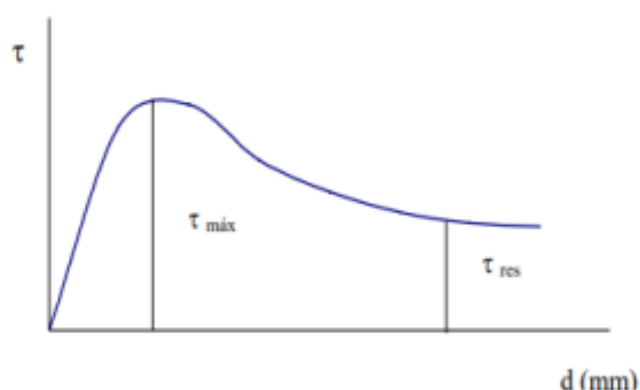
A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida pela máxima tensão de cisalhamento que um solo pode resistir antes da ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que estiver ocorrendo a ruptura. O cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo. Os principais fenômenos que permitem menor ou maior deslizamento são o atrito e a coesão (VARGAS, 1977; PINTO, 2000).

Segundo Hachich et al. (1998), o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo e baseia-se no critério de Coulomb. O ensaio se caracteriza pela aplicação de uma tensão normal num plano e a verificação da tensão cisalhante que provoca a ruptura.

A tensão cisalhante pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento (Figura 2-4). Através da figura podem ser identificadas as

tensões de ruptura $T_{\text{máx}}$, e a tensão residual, T_{res} , que o solo ainda resiste após a ruptura (PINTO, 2000).

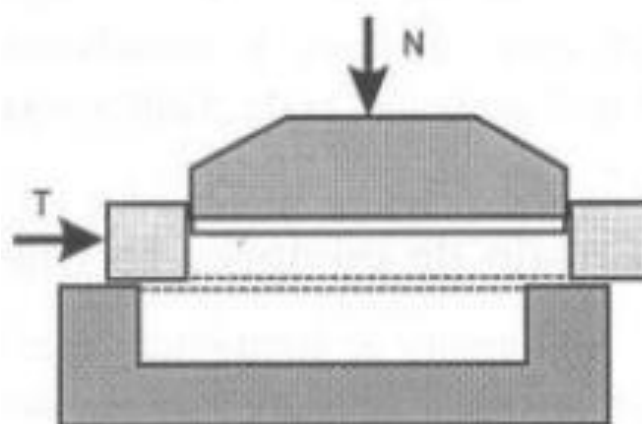
Figura 2.4 - Ensaio de cisalhamento direto: representação de resultado



Fonte: Pinto (2000)

Para a execução do ensaio é colocada uma amostra de solo em uma caixa de cisalhamento bipartida horizontalmente, conforme Figura 2-5. Aplica-se, inicialmente, uma força vertical “N”. Uma força horizontal “T” é aplicada na metade inferior da caixa, provocando seu deslocamento. Uma célula de carga instalada na metade superior da caixa vai agir no sentido de impedir o movimento, medindo a força suportada pelo solo (PINTO, 2000).

Figura 2.5 - Esquema da caixa de cisalhamento direto



Fonte: Pinto (2000)

2.3 Fundação Rasa

Segundo Moraes (1976, p. 28) “fundação direta é caracterizada como rasa quando está assentada a uma profundidade considerada como pequena em relação a sua maior dimensão (profundidade de 1,50 m a 3,00 m).” segundo Hachich et al. (1998), são assim denominadas por terem sua base apoiada sobre o solo a uma pequena profundidade, em relação ao solo que a circunda. Uma fundação pode ser considerada rasa se a razão entre a profundidade de sua base em relação ao nível do terreno e a maior dimensão desta base, for menor que um.

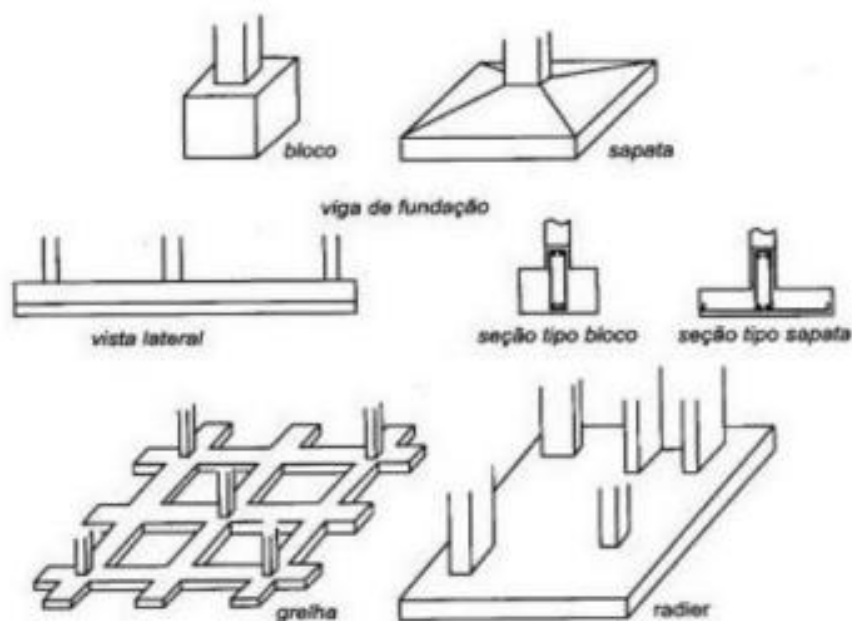
Entre os tipos de fundações superficiais pode-se citar: blocos, sapatas isoladas, associadas e nervuradas, vigas de fundação e placas de fundação ou radiers. Em qualquer dos tipos, a tensão normal transmitida ao terreno é dada por $\sigma = P/A$, onde P é a carga do pilar e A é a área da base da fundação (CAPUTO, 1988).

As fundações superficiais (ou diretas) são aquelas que possuem capacidade de carga adequada para suportar os esforços que serão transferidos pela fundação nas camadas superficiais do subsolo, desde que esteja abaixo da cota de assentamento e dentro da profundidade de interesse do projeto. As fundações superficiais mais utilizadas são: blocos rígidos, vigas de fundações, radier e os diversos tipos de sapatas rígidas ou flexíveis. O tipo de fundação superficial mais utilizada para a construção de torres de telecomunicação é o radier (ABNT 6122,2022).

A resistência do solo é importante para o desempenho do radier, principalmente para suportar carregamentos elevados. Esta resistência do solo é influenciada pelo grau de compactação e pelo teor de umidade. O método de compactação melhora as propriedades estruturais do solo (DÓRIA, 2007).

Abaixo na Figura 2-6 e apresentado um exemplo de fundações rasas.

Figura 2.6 -Tipos de fundações superficiais



Fonte: Velloso e Lopes (2004)

2.4 Fundações Profundas

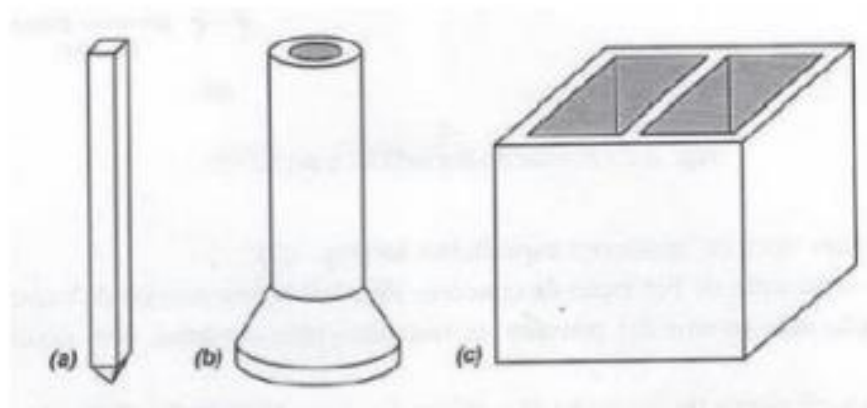
A ABNT 6122 (2022), diz que as fundações profundas são aquelas que recebem cargas provenientes da superestrutura e descarregam no solo através de sua base (ponta), pelas suas paredes (fustes), ou até mesmo pela combinação das duas. Esta necessita estar firme a uma cota duas vezes maior que a menor dimensão considerada em planta e que seja no mínimo três metros de profundidade.

Para tal conceito a NBR 6122 (2022) classifica as fundações profundas em três modelos:

- Estacas – elementos de fundação moldadas in loco ou pré-moldadas, executadas integralmente por maquinário ou ferramenta, sem que ocorra a necessidade de descida humana em sua execução.
- Tubulões – de forma cilíndrica, possuem resistência de ponta e são constituídos por um fuste e uma base podendo ou não ser alargada. Este elemento contempla a descida do operário para execução da base, porém, indústrias do ramo criaram um tipo de equipamento para escavação mecanizada da base, já usado por empresas de execução.
- Caixões – possuem forma prismática, são concretados em superfície e posteriormente introduzidos no solo por meio de escavação.

Que podem ser observados na figura 2-7:

Figura 2.7 - Tipos de Fundações Profundas: Estacas, Tubulão, Caixão.



Fonte: Velloso e Lopes (2004)

As estacas são consideradas elementos esbeltos, implantados no solo por meio de percussão ou através da perfuração prévia do solo e posteriormente com uso de concretagem, dessa forma, são classificadas como estacas cravadas e escavadas. As estacas também podem ser definidas ao sabermos que nesse tipo de fundação não há descida de operário em nenhuma etapa construtiva, tornando sua execução mais segura. Dessa forma, as estacas podem ser classificadas quanto o seu modo executivo e o material nela utilizado (JOPPERT, 2007).

Os tubulões são elementos estruturais de fundação profunda, geralmente, dotados de uma base alargada e com diâmetro maior que o de seu fuste, o que promove um maior suporte de cargas. A vantagem, portanto, será de, em vez de executar várias estacas em um bloco de fundação, executar apenas uma com diâmetro mínimo de 70 cm, possibilitando também a entrada de um operário, pelo menos na sua etapa final, para completar a geometria da escavação e fazer a limpeza do solo (BARROS, 2011).

A ABNT NBR 6122 (2022), diz que fundação tipo caixão é um elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Na sua instalação pode-se usar ou não ar comprimido e sua base pode ser alargada ou não.

2.5 Dimensionamento Geotécnico Fundações

O dimensionamento geotécnico é uma etapa essencial no desenvolvimento de projetos de fundações, responsável por analisar a interação entre o solo e a estrutura, de forma a garantir segurança, estabilidade e eficiência econômica. Segundo Cerqueira (2017), o dimensionamento considera variáveis como a capacidade de suporte do solo, recalques admissíveis e os critérios de estabilidade global, integrando parâmetros obtidos em campo e em laboratório.

Segundo Almeida (2013), o dimensionamento geotécnico deve considerar tanto os parâmetros obtidos em campo quanto os resultados dos ensaios laboratoriais para determinar a tensão admissível no solo e projetar fundações compatíveis com as condições locais.

De acordo com Cerqueira (2017) o dimensionamento geotécnico segue princípios normativos, como a NBR 6122:2019, que estabelece critérios para o projeto e execução de fundações. A tensão admissível no solo é calculada a partir de dados obtidos em sondagens, ensaios de cisalhamento direto, revisão triaxial ou SPT, considerando fatores de segurança para evitar rupturas ou recalques excessivos.

Além disso, o dimensionamento geotécnico deve atender às normas técnicas, como a NBR 6122:2019, que regulamenta os critérios para projetos e execução de fundações no Brasil. De acordo com Velloso e Lopes (2014), o cumprimento dessas normas garante que o projeto seja contínuo de maneira sistemática, contemplando a caracterização adequada do solo, a escolha do tipo de fundação (rasa ou profunda) e a verificação da estabilidade global do sistema.

2.5.1 Dimensionamento de Fundações Rasa

2.5.1.1 Verificação de tensões no solo

De acordo com NBR 6122, a tensão suprema que o solo atende ao estado limite último e de serviço, utilizando-se de fator de segurança é denominada tensão admissível do solo (σ_{adm}). A norma contempla três métodos distintos para determinar a σ_{adm} : método semiempírico, teórico e prova de carga (ABNT, 2019)

Segundo Urbano Alonso (1983) o método de cálculo com base no valor médio do SPT (Na profundidade de ordem grandeza igual a duas vezes a largura estimativa para a fundação, contando a partir da cota de apoio), pode-se obter a tensão admissível por

$$s_{adm} = \frac{NSPT}{50} \text{ (MPa)} . \quad \text{(Equação 5)}$$

2.5.1.2 Verificação ao tombamento

A verificação ao tombamento é uma análise considerada por CAMPOS (2015), objetivando certificar que os momentos atuantes na peça juntamente com as ações horizontais não apresentam magnitude suficiente para provocar o tombamento da peça.

A verificação ao tombamento se dá nas duas direções, paralelas aos dois lados, conforme apresentado na equação 6 e 7.

$$Tombx = \frac{Fk \cdot (Bx^2 - ex) + Pp \cdot Bx}{My,k - Qx,k \cdot h} \geq FStomb \quad (\text{Equação 6})$$

$$Tomb y = \frac{Fk \cdot (By^2 - ey) + Pp \cdot By}{Mx,k - Qy,k \cdot h} \geq FStomb \quad (\text{Equação 7})$$

Onde:

Fk = carga vertical característica;

Bx = comprimento na direção x;

By = comprimento na direção y;

ex = excentricidade na direção x;

ey = excentricidade na direção y;

Pp = peso próprio;

Mx,k = momento característico em torno de x;

My, k = momento característico em torno de y;

Qx,k = Força cortante característico na direção x;

Qy,k = Força cortante característico na direção y;

h = altura;

FStomb = 1,5 conforme NBR 6118 (ABNT, 2023);

2.5.1.3 Verificação de deslizamento

A NBR 6122 nos diz que na verificação ao deslizamento, podem ser consideradas resistências desenvolvidas por atrito na base da fundação e, quando for o caso, empuxo passivo do solo contra a fundação. A verificação deve assegurar um coeficiente de segurança mínimo de 1,5 em condições de carregamento final.

A verificação ao deslizamento se dá nas duas direções, paralelas aos dois lados, conforme apresentado na equação 8 e equação 9 a seguir.

$$Dx \frac{Fk + Pp \cdot ca}{Q_{x,k}} \geq FSdes \quad (\text{Equação 8})$$

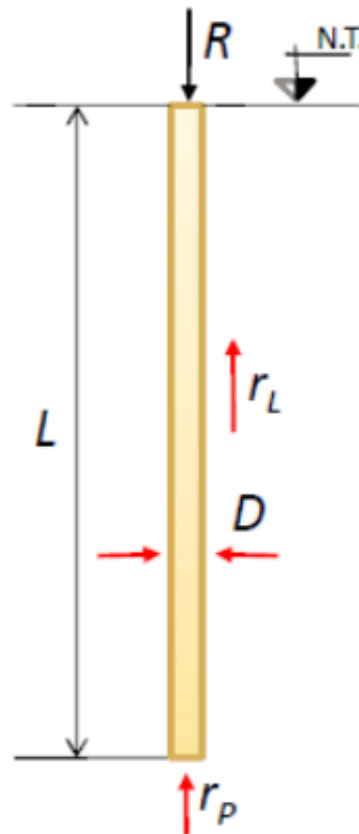
$$Dy \frac{Fk + Pp \cdot ca}{Q_{y,k}} \geq FSdes \quad (\text{Equação 9})$$

2.5.2 Dimensionamento de Fundações Profundas

2.5.2.1 Estimativa de Capacidade de Carga

A capacidade de carga geotécnica de uma estaca, ou carga de ruptura, conforme Cintra (2013), é a carga máxima que, aplicada à fundação, mobiliza na totalidade a resistência por atrito lateral do fuste e a resistência de ponta, deixando a estaca na iminência de deslocar incessantemente para baixo, tendo sido assim esgotada a capacidade do sistema estaca-solo. A NBR 6122:2019. Segue a figura 2-8 ilustrando as informações.

Figura 2.8 - Capacidade de carga das estacas



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

O método proposto por Aoki e Velloso (1975) foi elaborado a partir de um estudo comparativo entre ensaios de prova de cargas em estacas e investigações geotécnicas tipo SPT. “O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT” - Velloso e Lopes (2010).

A capacidade de carga do solo é representada pela expressão:

$$R = R_L + R_p \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

R = capacidade de carga total;

R_L = capacidade de carga do fuste;

R_P = capacidade de carga da ponta.

A parcela de resistência lateral (R_L) é representada pela expressão:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta L) \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

U = perímetro;

r_L = resistência lateral;

ΔL = trecho do fuste onde se admite r_L constante.

Já a resistência de ponta (R_P) é representada pela expressão:

$$R_p = r_p A_p \quad (\text{Equação 12})$$

Onde: r_P = resistência de ponta;

A_p = área de ponta.

As incógnitas r_L e r_p são incógnitas geotécnicas que inicialmente foram correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT. “Na época da publicação do método, utilizava-se o cone mecânico, no qual foi incorporada a luva de Begemann para a medida do atrito lateral” (CINTRA E AOKI, 2010, p.23). Como no Brasil o CPT não é tão utilizado quanto o ensaio tipo SPT, o valor de resistência de ponta do cone (q_c) pode ser substituído pela correlação com o índice de resistência a penetração (NSPT). O atrito lateral unitário na luva (f_s) também pode ser substituído com a utilização da razão de atrito α , onde seus valores foram apresentados na Tabela 6.

Conforme (Cintra e Aoki, 2010) F1 e F2 são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo) e a influência do método executivo de cada tipo de estaca.

Seguem as expressões para a resistência de ponta e resistência lateral:

$$\text{Resistência de ponta:} \quad r_p = \frac{q_c}{F_1} \therefore r_p = \frac{KN_p}{F_1} \quad (\text{Equação 13})$$

$$\text{Resistência lateral} \quad r_p = \frac{f_s}{F_2} \therefore r_p = \frac{\alpha KN_{\Delta L}}{F_2} \quad (\text{Equação 14})$$

Onde:

q_c = resistência de ponta do cone;

f_s = atrito lateral unitário na luva;

K = coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para NSPT;

α = razão de atrito (atrito lateral em função do NSPT);

N_p = índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

N_L = índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura ΔL ;

F1 e F2 = fatores de correção

Os valores de K e α foram propostos com base na experiência dos autores do método e em valores da literatura, já os “fatores de correção F1 e F2 foram ajustados com 63 provas de cargas realizadas em vários estados do Brasil” (CINTRA E AOKI, 2010, p.24), o que permitiu a obtenção de valores apresentados na Tabela abaixo. N_p consiste no índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca e N_L é o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura ΔL , valores estes obtidos pela sondagem mais representativa.

Tabela 2-6 - Coeficiente K e a razão de atrito α

Solo	K (kN/m ²)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia siltoargilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilosiltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argiloarenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenosiltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila siltoarenosa	330	3,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Para estacas escavadas, foram incorporados os valores de $F_1=3,0$ e $F_2=6,0$, propostos por Aoki e Alonso (1991), e para estacas do tipo raiz, hélice contínua e ômega Velloso e Lopes (2002) recomendam $F_1=2$, e $F_2=4$. Essas condições estão relacionadas na Tabela 2-7.

Tabela 2-7 - Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2 F_1$
Escavada	3,0	$2 F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	$2 F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

O método proposto por Aoki-Velloso (1975) tem sido comparado a provas de carga realizadas em regiões ou formações geotécnicas específica, e, portanto, a tendência deste método deve-se manter em sua formação geral substituindo as

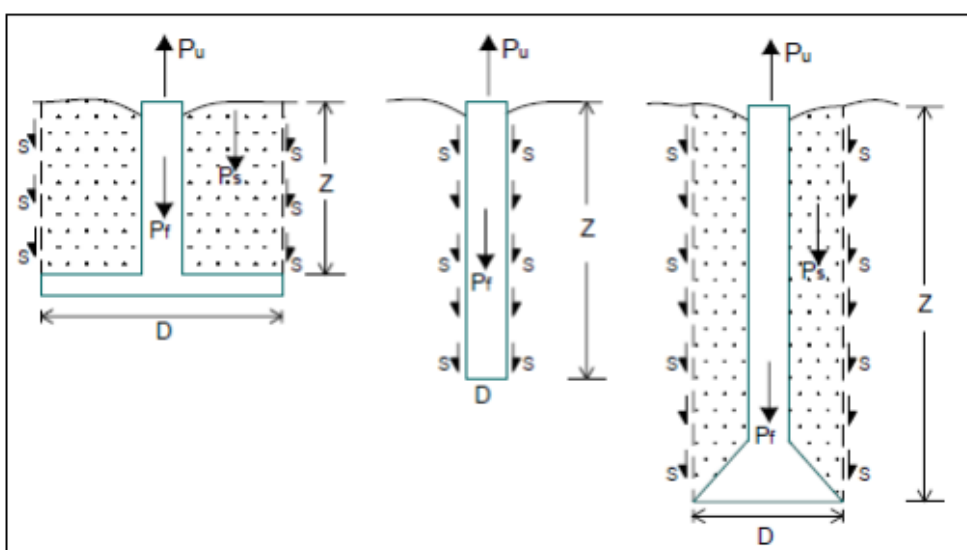
correlações originais, abrangentes em todo território nacional, por correlações regionais.

2.5.2.2 Verificação de Tração

É comumente aplicado entre projetistas de fundações a utilização de métodos empíricos e semi empíricos desenvolvidos para estacas submetidas a esforços axiais de compressão, adotando-se a hipótese de que a resistência a tração de uma estaca corresponderia a uma porcentagem da resistência lateral de uma mesma estaca submetida a compressão. Paschoalin (2008) informa que o valor de 70% é muito utilizado por projetistas, porém não é um comum a todos. Quando uma estaca é comprimida, as tensões cisalhantes transmitidas ao solo pela estaca devem aumentar as tensões verticais do solo junto à estaca, aumentando assim a tensão horizontal que o solo exerce na lateral da estaca. Já para uma estaca tracionada ocorre o oposto, uma vez que as tensões cisalhantes impostas pela estaca ao solo devem diminuir as tensões verticais efetivas do solo em torno da estaca. Sendo assim, a resistência lateral a compressão é maior que a resistência lateral a tração

Método do Cilindro de Atrito é uma evolução do método anterior, onde admite-se que a ruptura ocorre ao longo de um cilindro, a partir da base da fundação até a superfície do solo.

Figura 2.9 - Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito



Fonte: Bessa (2005)

Para o cálculo são consideradas as mesmas parcelas do método anterior (peso próprio do elemento de fundação mais o solo contido no interior do cilindro) acrescido da resistência imposta pelo atrito ao longo da superfície de ruptura. A equação a seguir apresenta tais parcelas:

$$P_u = P_f + P_s + P_{lu} \quad (\text{Equação 15})$$

Onde:

P_f – peso do elemento e fundação;

P_s – peso do solo contido cilindro;

P_{lu} – resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura.

2.6 Segurança nas fundações

A estabelecer orientações para a segurança das obras, considera que os riscos incidem diretamente sobre a construção em questão. No entanto, esses riscos também podem estar associados a fatores externos, como a interferência em outras obras ou a ocorrência de danos a terceiros. Assim, o controle ou a minimização desses riscos é adotado como postura fundamental no projeto, geralmente por meio da aplicação de um fator de segurança. Quando aplicado, esse fator reduz a probabilidade de ocorrência de risco, transformando uma situação iminente em uma condição aceitável, com o que é possível conviver de forma segura (DINIS, 2024).

Os coeficientes de segurança são definidos e aplicados segundo dois métodos de análise: método de valores admissíveis, cujo procedimento de análise utiliza um coeficiente de segurança global, que relaciona diretamente os fatores intervenientes estabilizantes (resistências) com os instabilizantes (ações), na avaliação da estabilidade de uma obra; método dos valores de projeto, que avalia isoladamente os fatores estabilizantes e os instabilizantes, atribuindo coeficientes de segurança parciais como ponderação a cada variável independente a incidir na análise da estabilidade da obra (DINIS, 2024).

2.7 Torres de telefonia

As torres de comunicações desempenham um papel fundamental no mundo contemporâneo, possibilitando a transmissão de dados, sinais de rádio, televisão, internet e telefonia móvel. Essas estruturas, projetadas para suportar antenas e outros

equipamentos de telecomunicação, são essenciais para a conectividade global (OLIVEIRA,2014).

Estas construções são caracterizadas por serem altamente sujeitas a esforços de vento, que, aliado ao baixo peso próprio destas estruturas, poderá induzir ao bloco de fundação momentos que tenderão a tracionar as fundações (PASCHOALIN FILHO et al.,2006).

A história relata que a produção em larga escala das torres de telecomunicação iniciou-se na década de 1980 e para seus projetos e execuções das fundações, as empresas fabricantes de torres autoportantes, que já tinham seus conceitos para os projetos de torres de transmissão, utilizaram-se deste prévio conhecimento na aplicação dos novos projetos, já que havia similaridade com as torres de transmissão (OLIVEIRA,2014).

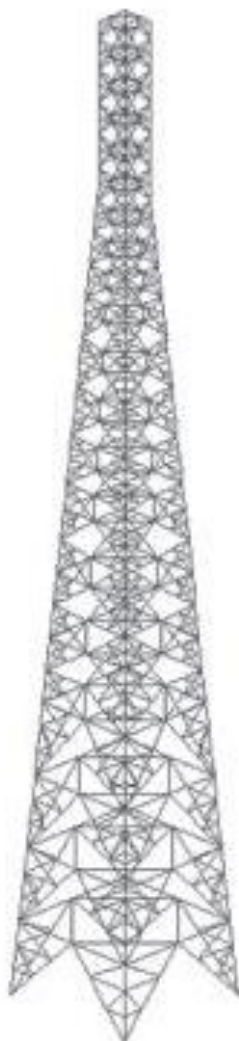
O vento é o carregamento predominante em edificações altas e, como apresenta Rodrigues (2004), propriedades dinâmicas como as características modais da estrutura, a taxa de amortecimento do material e o fator de amplificação dinâmica tornam imprecisa a consideração de uma resposta estática equivalente.

Existem diversos tipos de torres utilizadas na transmissão de sinais para telecomunicação, variando, principalmente, quanto a sua geometria e ao material utilizado. No Brasil, dentre elas, as mais comuns são as torres metálicas treliçadas autoportantes, constituídas por perfis laminados esbeltos. Há alguns anos, estas torres eram estruturas raramente observadas nos centros urbanos do Brasil (COSTA, BASAGLIA, 2023). Segue alguns exemplos.

1. Torres metálicas:
 - Torres tubulares autossuportadas;
 - Torres treliçadas autossuportadas;
 - Torres espiadas.
2. Torres de Betão
3. Outros tipos

Há alguns anos, estas torres eram estruturas raramente observadas nos centros urbanos do Brasil. No entanto, com a abertura do mercado de telecomunicações, atualmente pode-se dizer que já fazem parte da paisagem de pequenas e grandes cidades (COSTA, BASAGLIA,2023). A seguir, apresenta-se uma figura 2-10 ilustrativa de uma torre metálica de telecomunicação.

Figura 2.10 - Modelo de torre Metálica de telecomunicação



Fonte: Costa, Basaglia (2023)

3. METODOLOGIA

Este trabalho apresenta a fundação que pode ser considerada, para implantação de uma torre metálica autoportante que será destinada a telecomunicação, para sua definição será necessário a consulta das normas técnicas brasileiras que tratam das condições básicas que devemos seguir para dimensionar e executar as fundações.

Através de informações obtidas a partir da revisão bibliográfica do assunto e de coleta de informações, que foram repassadas correspondem a área situada no estado de São Paulo na cidade de Cosmópolis, e foram disponibilizados pela empresa Slopegeo Geotechnics. A disponibilização dos dados seguiu um protocolo de compartilhamento técnico científico, garantindo que todas as informações fossem utilizadas de maneira ética e responsável.

A empresa disponibilizou um conjunto abrangente de informações técnicas, incluindo levantamentos topográficos, três ensaios SPT, dois ensaios de cisalhamento direto, dois ensaios de caracterização do solo e dados relacionados às condições geológicas da área. Para definir qual seria o tipo de fundação mais viável para a torre de telecomunicação que será implantada, com esses dados foi apresentado um perfil de geotécnico do local que será implantado a torre demonstrando qual tipo de solo e a resistência de cada camada.

Foi realizada uma pesquisa bibliográfica de modelos de torres de telefonia para definição de um modelo tipo para ser empregado no trabalho, juntamente com informações da geometria, altura, esforços verticais, esforços horizontais, momentos, cargas e as demais características para essa estrutura. A análise foi feita por meio do uso de planilhas no Excel e software de dimensionamento, como o CYPE. Serão adotados métodos exclusivamente reconhecidos na geotecnia, propostos por autores como Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma, e Urbano Alonso, entre outros para realização do dimensionamento das fundações rasa e profundas. Para elaboração de projeto de fundação, seja profunda ou rasa.

A conclusão deste estudo acontecerá após a realização de todas as etapas descritas na metodologia, abrangendo o levantamento bibliográfico, a caracterização do solo e a análise das alternativas de fundação. Com base nos dados obtidos e nas

análises realizadas, foi possível identificar a solução de fundação que melhor atende às condições geotécnicas e estruturais do local de instalação da torre.

3.1 Estudo de caso

É evidente que o crescimento, em todo o País, de torres de telecomunicações, que são estruturas concebidas para suportar antenas de telecomunicações e radiodifusão, incluindo televisão.

O estudo de caso escolhido vem retratar a fundação mais viável para implantação de uma torre de telecomunicação na região de Cosmópolis São Paulo. Esse estudo demandou um levantamento de informações importantes para projeto.

3.2 Modelo e características da torre

Optou-se pela utilização do modelo de torre treliçada, em razão de suas características estruturais vantajosas, especificamente quando comparadas a outros tipos de torres, como as tubulares ou monopolos. As torres treliçadas são compostas por elementos metálicos dispostos em forma de treliça, o que proporciona elevada resistência mecânica com menor consumo de material.

Figura 3.1 - Torre telefonia treliçada



Fonte: Autor

A torre metálica é um dos elementos mais importantes para o estudo, pois é fundamental analisá-la inicialmente, considerando que a fundação tem como principal função suportar os esforços provenientes da estrutura da torre e os demais elementos que estão instalados na torre.

As informações relativas aos esforços atuantes na estrutura da torre, que são fundamentais para o dimensionamento da fundação, foram obtidas a partir do estudo de Oliveira (2014).

O estudo apresenta dados técnicos consistentes sobre as cargas que incidem sobre torres, servindo como base para análise estruturais e definição do tipo de fundação, apresentado uma tabela com os devidos esforços que será utilizado.

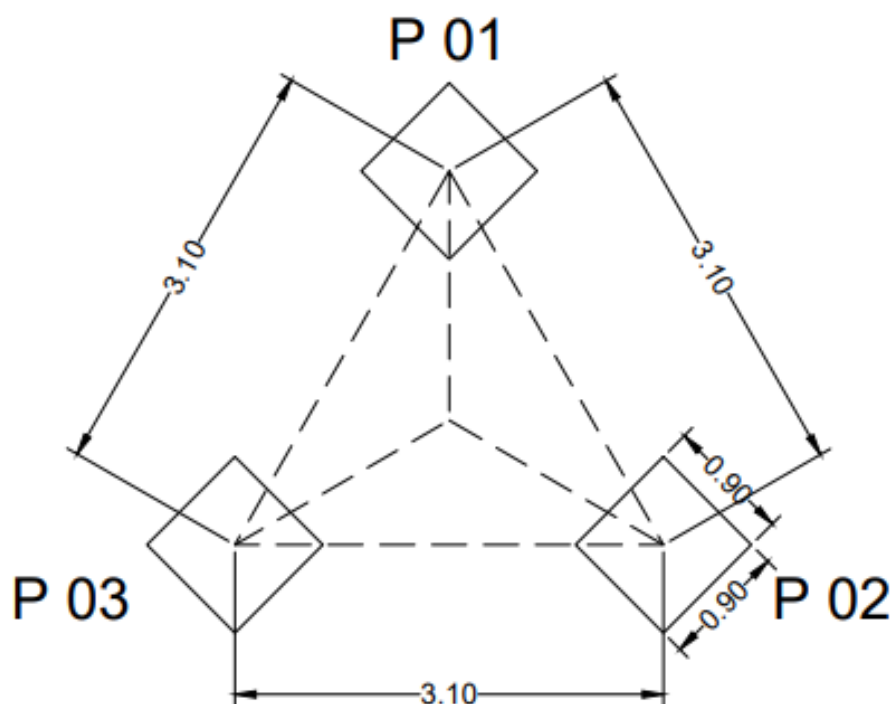
Tabela 3-1 - Esforços atuantes na estrutura

Características	Simbologia	Valor	Unidade
Altura da torre	h	26.00	m
Peso da torre	PP	6.00	tf
Compressão	Fz	55.7	tf
Horizontal	Fx	6	tf
Vertical	Fy	6	tf
Tração	FT	51.1	tf
Momento X	Mx	157.1	tfm
Momento Y	My	157.1	tfm

Fonte: Oliveira, 2014

Um arranjo da configuração dos pilares da torre, está representado na Figura 3-2:

Figura 3.2 - Arranjo dos pilares da torre

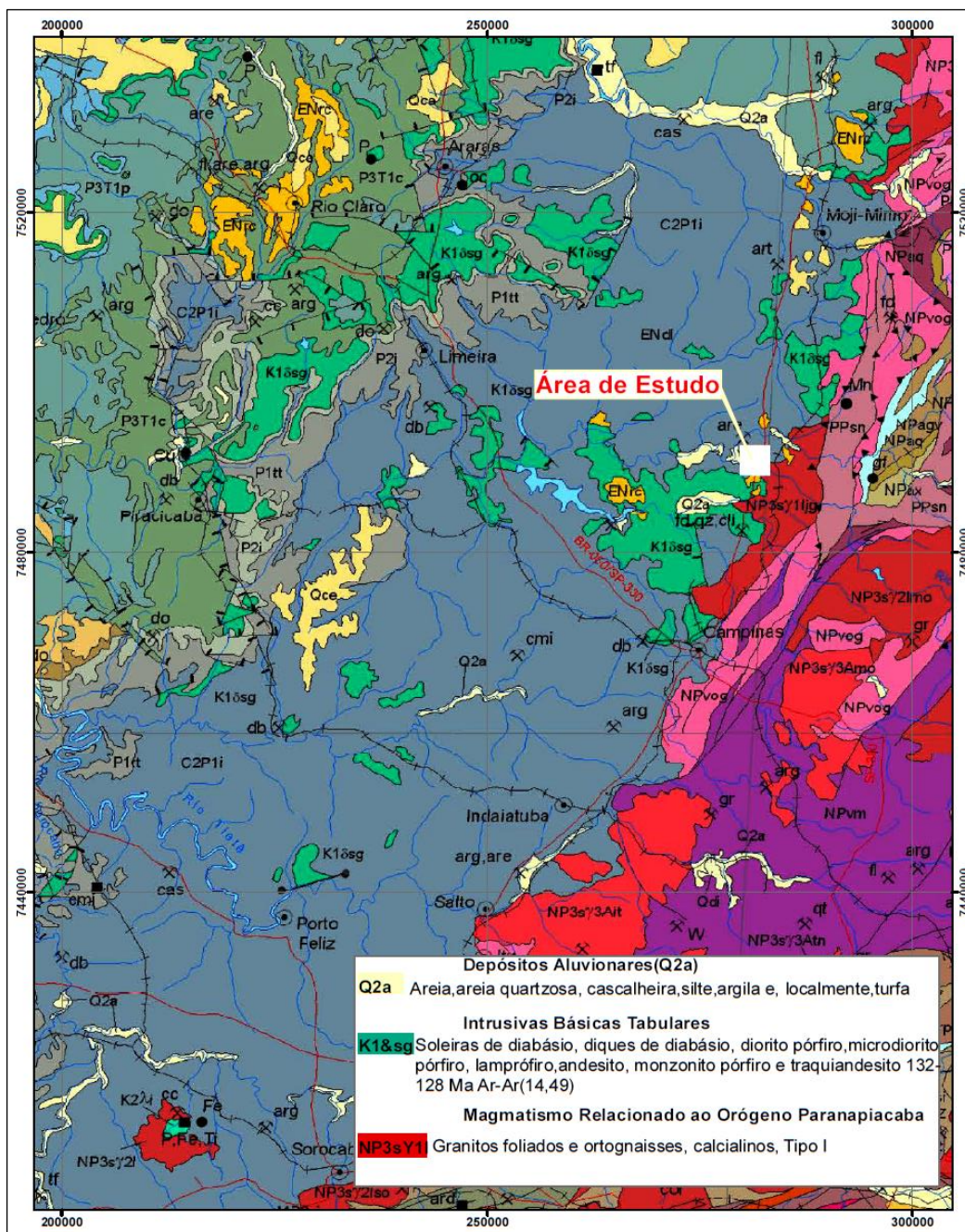


Fonte: Autor

3.3 Geologia da Região

A geologia da região é marcada pela presença de rochas sedimentares e pela influência de estruturas tectônicas associadas à bacia sedimentar situada na borda leste da Bacia do Paraná, possuindo embasamento Cristalino composto de granitos leucorreicos, de granulação média a grossa, sendo recobertos por rochas do Grupo Itararé (CdP1i), como ilustrado na Figura 3-3. (GRUBER, RODRIGUES, 1995).

Figura 3.3 - Geologia da Região



Fonte: Autor

O Grupo Itararé é formado por rochas areníticas, tilito, siltito, folhelho, ritmito, conglomerado e raras camadas de carvão. Na região de Cosmópolis, também pode ser evidenciada a Formação Rio Claro (ENrc) com predominância de solos cascalho, areia, argila e lamito, como também a Formação Serra Geral (K18sg) com soleiras de diabásio (GRUBER, RODRIGUES, 1995).

3.4 Prospecções e ensaios geotécnicos

Os ensaios geotécnicos constituem etapas fundamental no reconhecimento do solo, especificamente quando se trata do projeto de fundações para estruturas.

A sondagem foi realizada conforme estabelecido na NBR 6884/2020. O mapa de localização dos furos das sondagens esta representado na figura 3-4.

Figura 3.4 - Localização das sondagens



Fonte: Autor

Nas figuras 3-5, 3-6 e 3-7, estão ilustrados os boletins de campo referente as sondagens percussão, que foram realizados na área de implantação da torre de telecomunicação. Esses boletins, elaborados conforme os critérios estabelecidos pela NBR 6484:2020, que registram detalhadamente todas as informações obtidas durante

a execução das sondagens, incluindo a descrição das camadas de solo, os valores de resistência á penetração (NSPT), ocorrência de nível freático, quando identificado.

Figura 3.5 - SPT 01

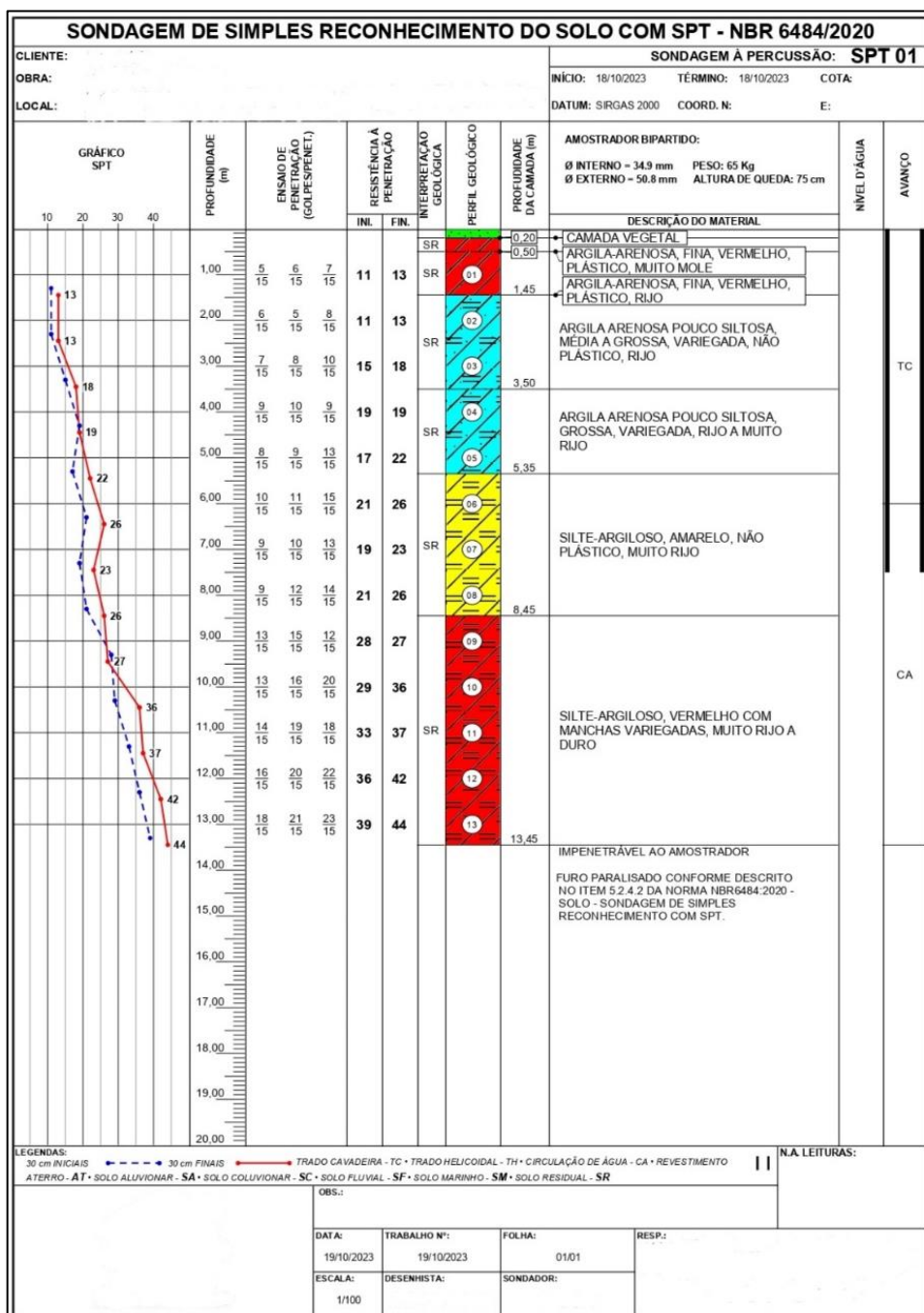


Figura 3.6 - SPT 02

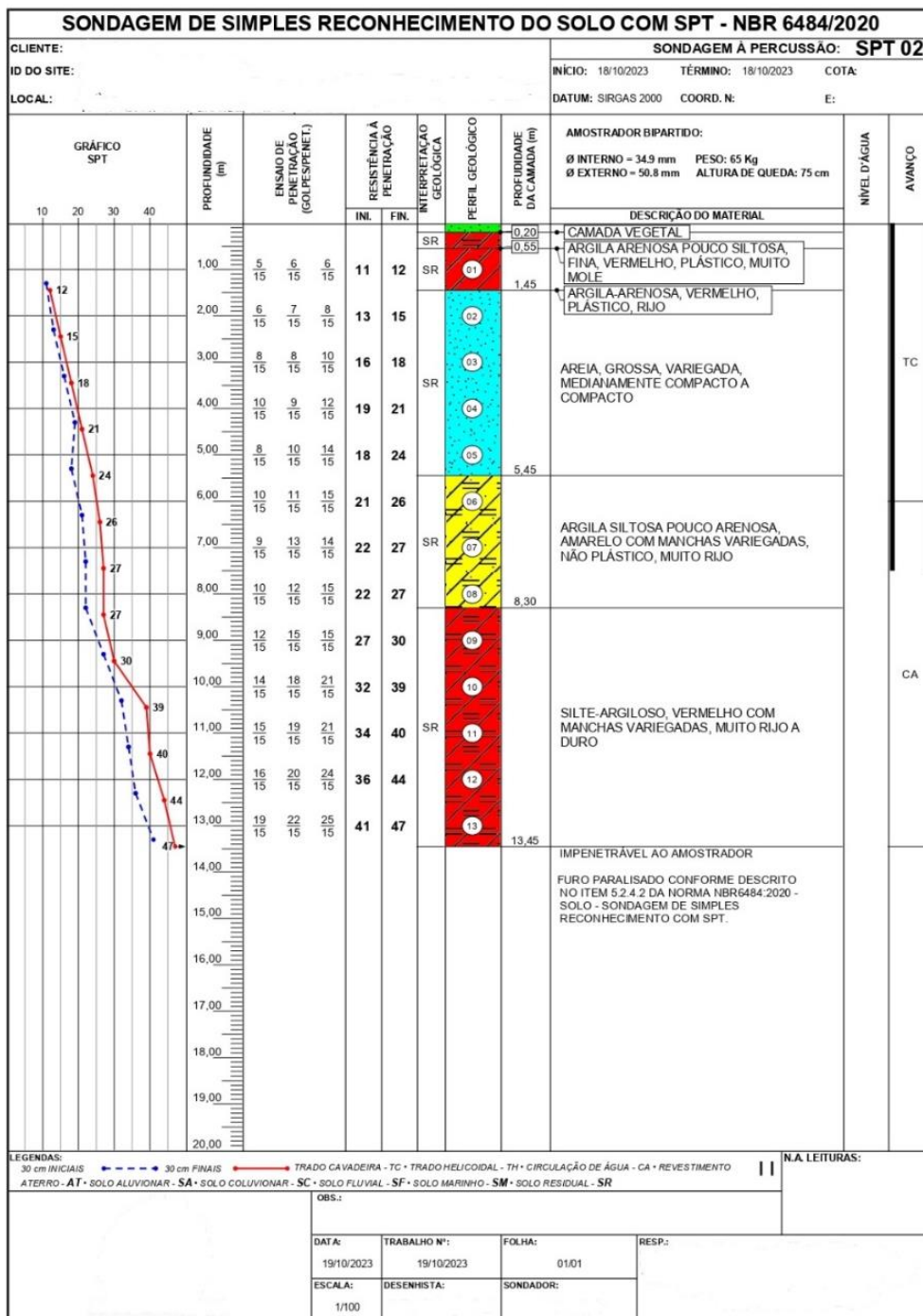
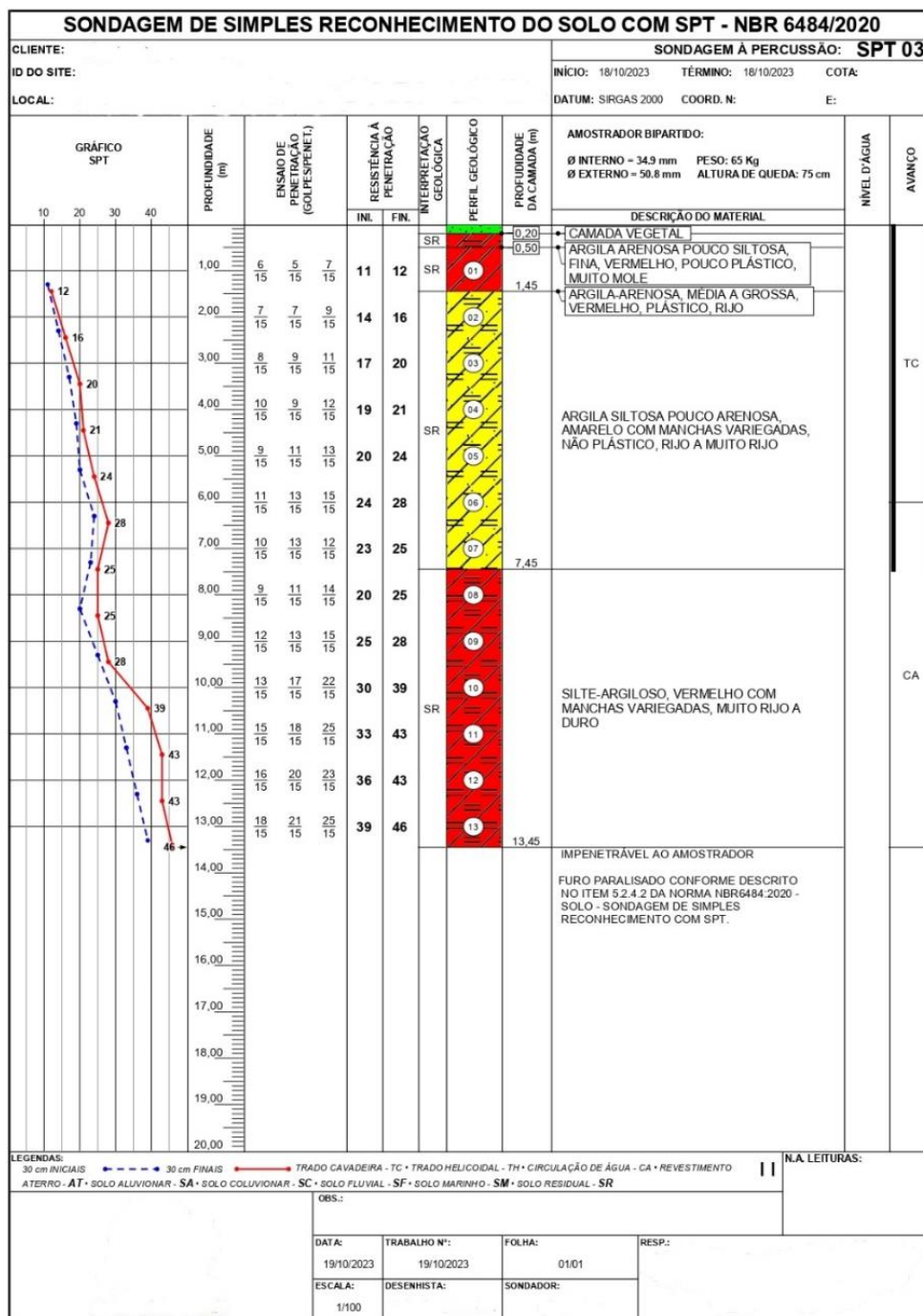


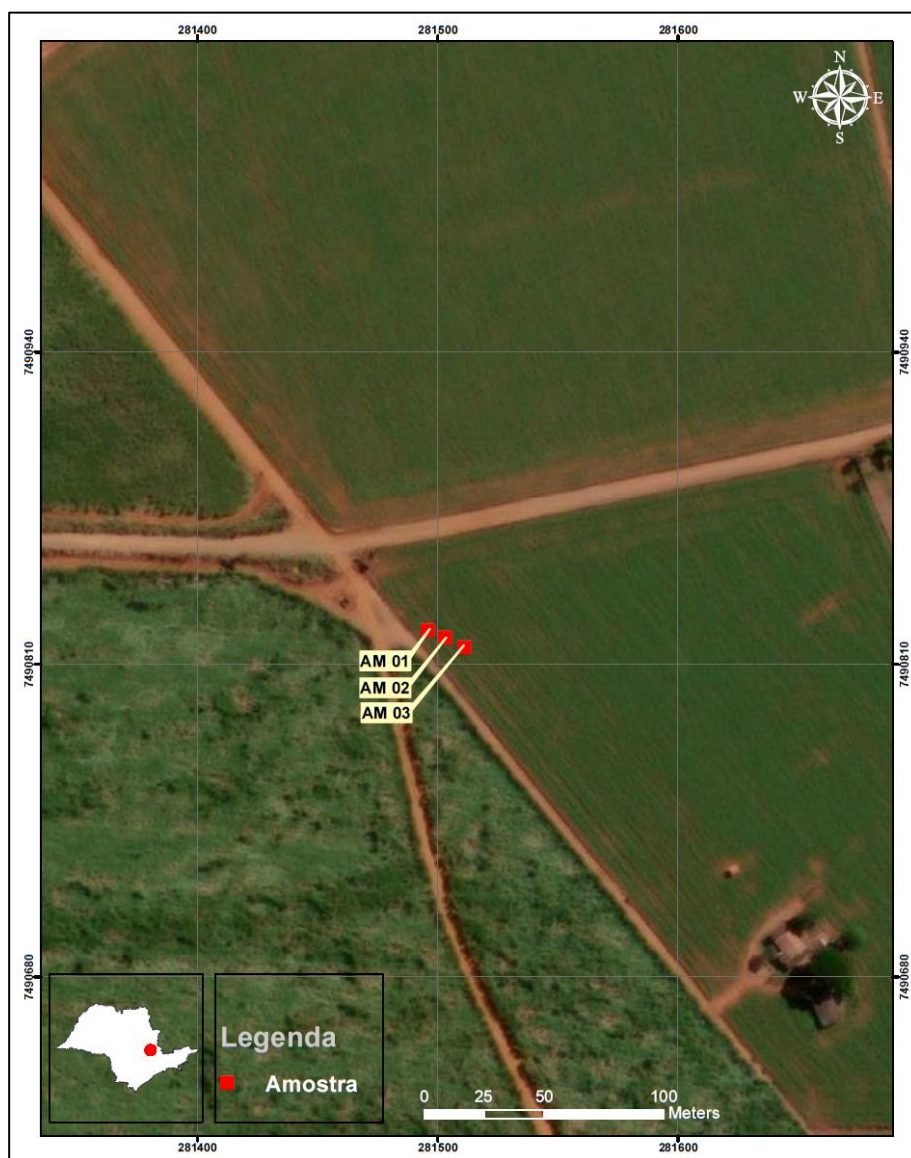
Figura 3.7 - SPT 03



Os ensaios de sondagem foram realizados em conformidade com as diretrizes da NBR 6884:2020, durante a execução dos três furos de sondagem, não foram identificados o nível freático (NA) em nenhuma das perfurações mesmo após a realização do tempo de espera recomendado para sua estabilização.

Ainda na etapa de investigação geotécnica, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas de solo, obtidas através de sondagem trado e poços de inspeção, essas amostras foram essenciais para a realização de ensaio de caracterização física como análise granulométrica, limite de liquidez e plasticidades, teor de umidade natural, classificação do solo e resistência ao cisalhamento. Na figura 3-8 e ilustrado a planta de locação dos pontos amostrados.

Figura 3.8 - Planta de locação de coleta de amostras



Fonte: Autor

A ilustração da retirada da amostra deformada, será apresentada na Figura 3-9 a seguir.

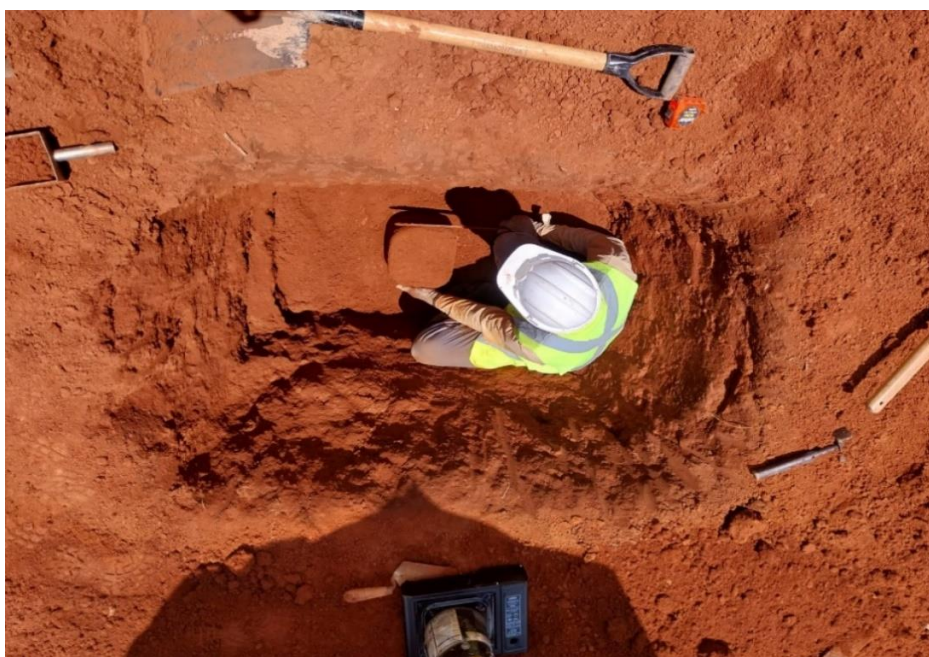
Figura 3.9 - Retirada de amostra deformada



Fonte: Slopegeo (2024)

Foram realizadas coletadas amostras indeformadas, seguindo as orientações da NBR 9604:2016. O processo de retirada será ilustrado através da figura 3-10.

Figura 3.10 - Retirada de Amostra indeformada

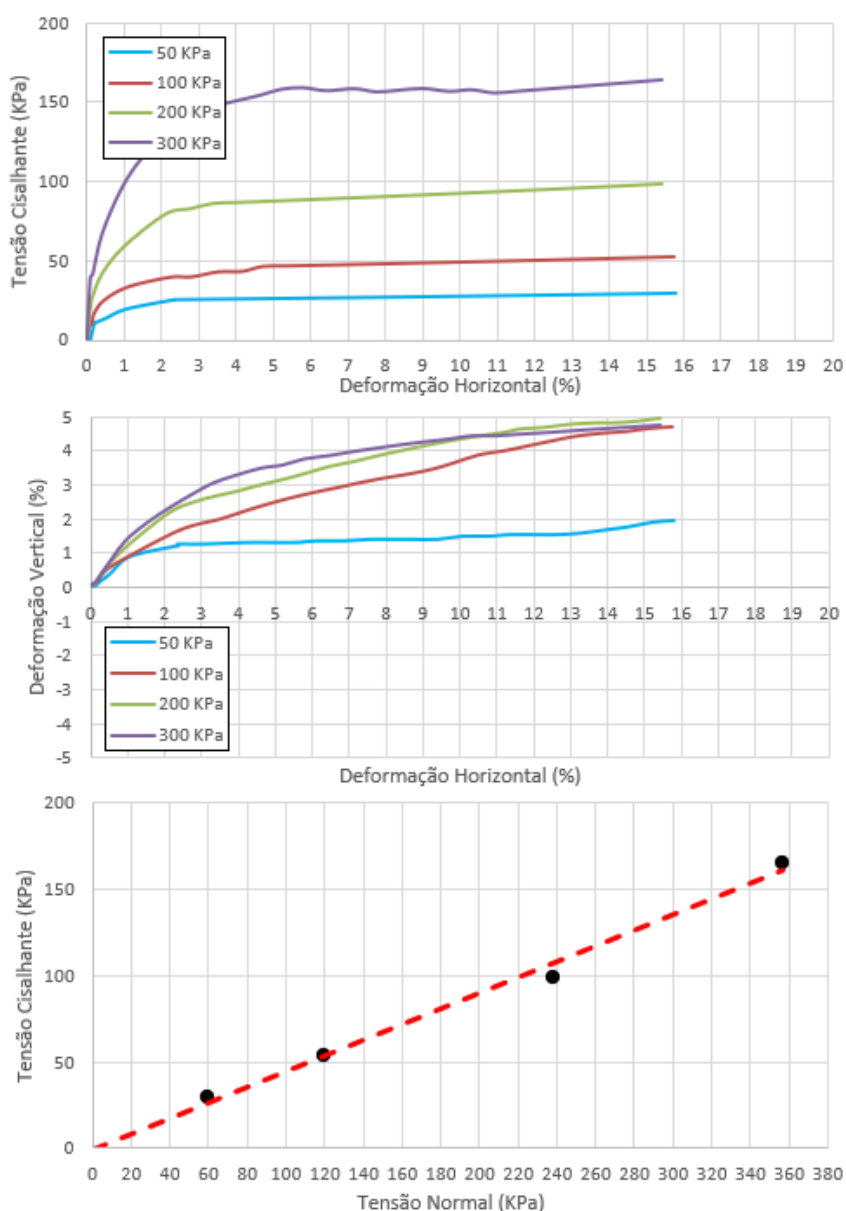


Fonte: Slopegeo (2024)

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado em amostras de solo sob diferentes tensões normais: 50, 100, 200 e 300 kPa. A partir dos gráficos apresentados, é possível analisar o comportamento tensão-deformação horizontal, deformação vertical e o envoltório de resistência ao cisalhamento do solo.

Será apresentado a seguir um gráfico obtido a partir dos resultados do ensaio de cisalhamento direto, realizado em amostras de solo submetidas a diferentes tensões normais (50, 100, 200 e 300 kPa)

Figura 3.11 - Ensaio de Cisalhamento Direto Tensões Normais



Fonte: Slopegeo (2024)

Com base nesses gráficos, é possível compreender o comportamento mecânico do solo ensaiado e obter os parâmetros de Ângulo de Atrito de 25 e a coesão de 0.

3.5 Parâmetros Geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos forma organizados em uma tabela específica, a ser apresentada em sequência. Esses parâmetros foram definidos com base nas equações e critérios que foram abordados na revisão bibliográfica, os quais são fundamentais para desenvolvimento e verificação de fundação.

Entres os principais parâmetros analisados, destacam-se o ângulo de atrito interno do solo (ϕ), a coesão (c) e o peso específico (γ).

Tabela 3-2 - Parâmetros Geotécnicos

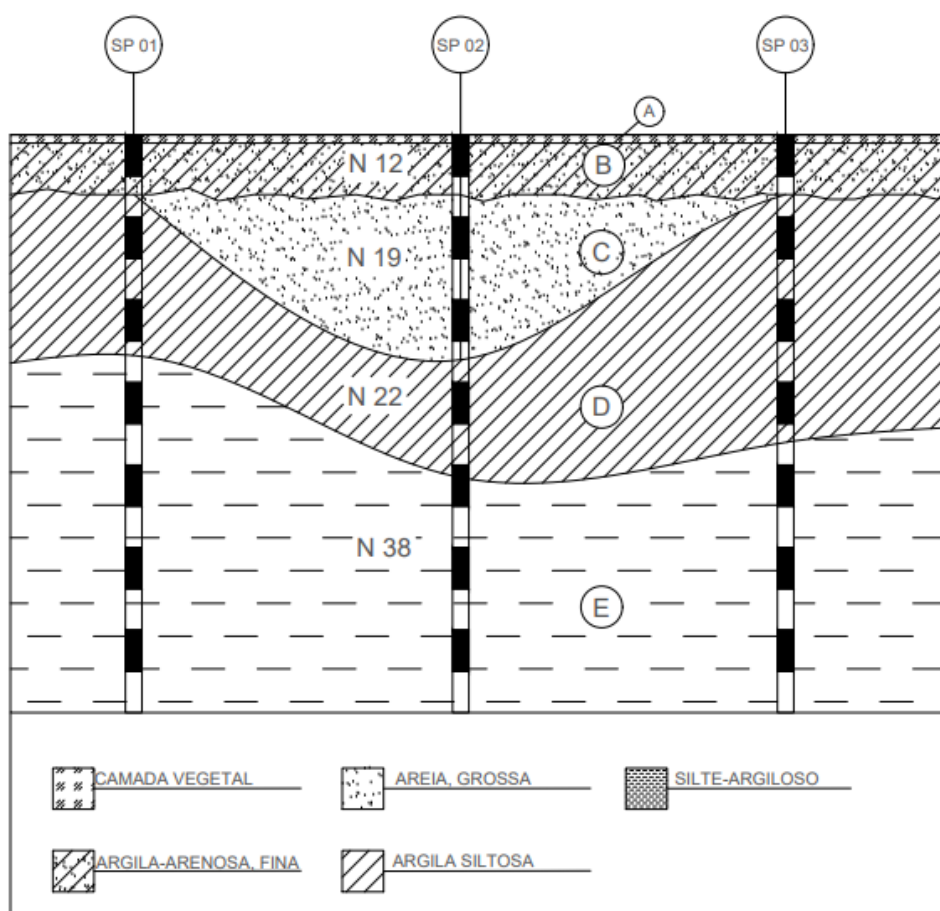
CAMADAS	SOLO	N (médio)	γ	ϕ	c
A	Camada Vegetal	-	-	-	-
B	Argila Arenosa Fina	12	14	22	22
C	Areia Grossa	19	14	25	0
D	Argila Siltosa	22	21	36	63
E	Silte Argiloso	38	21	43	108

Fonte: Autor

3.6 Perfil Geotécnico

Regionalmente, o perfil geotécnico e a seleção dos parâmetros geotécnicos geralmente são definidos com base apenas no ensaio SPT. Portanto, seguindo essa abordagem, as camadas foram definidas ao agrupar valores próximos de $NSPT$, assim, foi possível dividir o subsolo do local estudado em 5 camadas (Figura 3-11). E, então, para a seleção dos parâmetros geotécnicos, foi tomado como referência o número de golpes ($NSPT$) médio de cada camada e a descrição do material.

Figura 3.12 - Perfil Geotécnico



Fonte: Autor

3.7 Dimensionamento Geotécnico

3.7.1 Fundações Rasas

Para o dimensionamento geotécnico da fundação rasa da torre de telecomunicações, foram elaboradas e seguidas as seguintes etapas metodológicas:

1. Estimativa das Dimensões Iniciais: Adotou-se uma dimensão inicial para o bloco de fundação levemente superior ao arranjo previsto na planta de locação da base da torre. Essa medida visa garantir estabilidade estrutural e facilitar a adequação da fundação ao entorno da estrutura.

2. Estimativa da Tensão Admissível do Solo: A determinação da tensão admissível foi realizada com base no método semiempírico proposto pelo Alonso (1983), utilizando a Equação (1)

3. Estimativa das Tensões Máximas e Mínimas: Realizou-se a verificação das tensões mínimas e máximas atuantes. Inicialmente, estimou-se a excentricidade da carga, a partir da qual foram calculadas a tensão máxima e a tensão mínima. Em

seguida, foi verificado o fator de segurança correspondente às tensões atuantes, assegurando que a tensão máxima não ultrapassasse o valor admissível e que a mínima permanecesse positiva (evitando tração no solo).

4. Verificação ao Tombamento: A estabilidade contra o tombamento foi avaliada com base na análise dos momentos atuantes e resistentes. Aplicou-se as Equações 6 e 7 convencionais para verificação do equilíbrio de momentos em torno da aresta da base da fundação. Os resultados indicaram que o fator de segurança contra o tombamento foi satisfatório, conforme os critérios normativos.

5. Verificação ao Deslizamento: A verificação ao deslizamento foi conduzida por meio da aplicação da equação 8 e 9 que considera a força de atrito na interface solo-fundação, além das ações horizontais atuantes. O fator de segurança mínimo adotado foi de 1,5, conforme recomendado pela NBR 6122:2019, sendo atendido satisfatoriamente. Os cálculos das etapas mencionadas foram realizados com o auxílio de uma planilha desenvolvida no Microsoft Excel (Apêndice A), garantindo praticidade e precisão nos resultados. Por fim, a elaboração dos desenhos técnicos em planta e em corte da fundação foi realizada utilizando o software AutoCAD, atendendo às exigências de representação gráfica para fins acadêmicos e profissionais.

3.7.2 Fundações Profundas

O dimensionamento das estacas neste projeto foi realizado com base na verificação da capacidade de carga por atrito lateral e resistência de ponta, conforme os princípios estabelecidos pelo método de Aoki e Velloso (1975).

A análise foi conduzida com base nas equações 11, 12, 13, 14 e 15, que expressam a contribuição da resistência lateral (RL) e da resistência de ponta (RP) para cálculo da capacidade de carga total da estaca.

Com base nesse critério, foi possível definir com segurança os diâmetros, comprimento e quantidade de estacas necessárias para resistir as cargas atuantes na fundação.

Os cálculos das etapas mencionadas foram realizados com o auxílio de uma planilha desenvolvida no Microsoft Excel (Apêndice A e B).

4. RESULTADO E DISCUSSÕES

A verificação técnica realizada neste estudo de caso, voltado para definição do tipo de fundação adequada a uma torre de telecomunicação, baseou-se nos cálculos efetuados por meio de uma planilha desenvolvida no Microsoft Excel. A partir dos dados que foram obtidos nas investigações geotécnicas e considerando os parâmetros calculado na Tabela 09, foi possível verificar os valores para dimensionamento da fundação rasa. A tabela a seguir apresenta os principais resultados obtidos, evidenciando os esforços atuantes.

Tabela 4-1 - Principais Resultados fundação rasas

VERIFICAÇÃO	VALORES OBTIDOS	UNIDADES
Tensão admissível	3.8	kgf/cm ²
Tensão Max.	0.77	kgf/cm ²
Tensão min.	-0.36	kgf/cm ²
M. resistente	718.71	tf.m
M. atuante	469.65	tf.m
Força resistente	170.75	tf
Força atuante	9	tf

Fonte: Autor

Além da verificação direta dos esforços atuantes resistente, foi realizado uma análise dos fatores de segurança (FS), a tabela apresenta os valores obtidos comparados aos fatores mínimos exigidos pela norma técnicas.

Tabela 4-2 - Análise dos fatores de segurança da fundação rasas

VERIFICAÇÃO	FATOR DE SEGURANÇA OBTIDO (FS)	FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO (FS)	AVALIAÇÃO
TENSAO MAX.	4.93	2	PASSA
TENSAO MIN.	4.93	2	PASSA
TOMBAMENTO	1.53	1.5	PASSA
DESLIZAMENTO	8.69	1.5	PASSA

Fonte: Autor

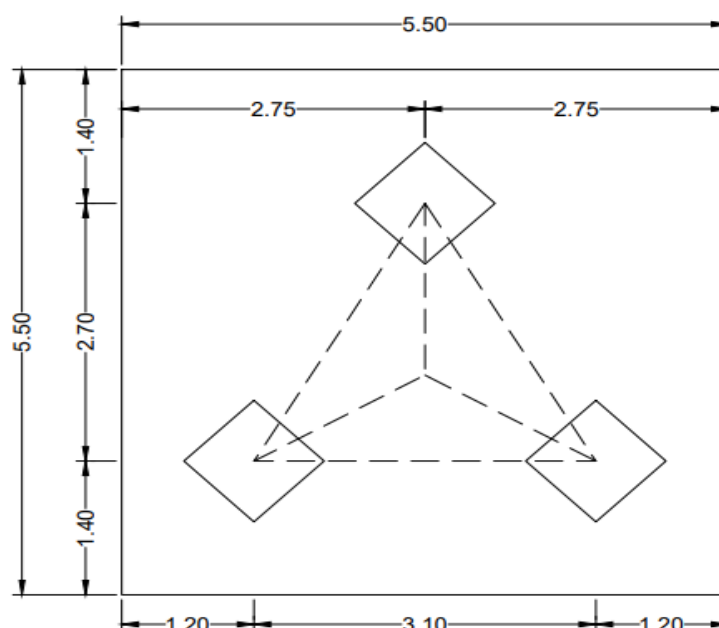
4.1 Dimensionamento de fundação rasa

Foram definidas as dimensões do bloco de fundação com base nos carregamentos atuantes, nas características geotécnicas do solo e nos critérios normativos de dimensionamento. As dimensões finais do bloco de fundação asseguram:

- Tensão de contato inferior admissível;
- Fatores de segurança satisfatório contra tombamento e deslizamento;
- Compatibilidade com os esforços solicitantes;
- Condições adequadas para execução e estabilidade da estrutura.

Será apresentado na figura (4.1) e ilustrada o bloco de fundação em planta que foi realizada no software AutoCad, conforme definido no projeto.

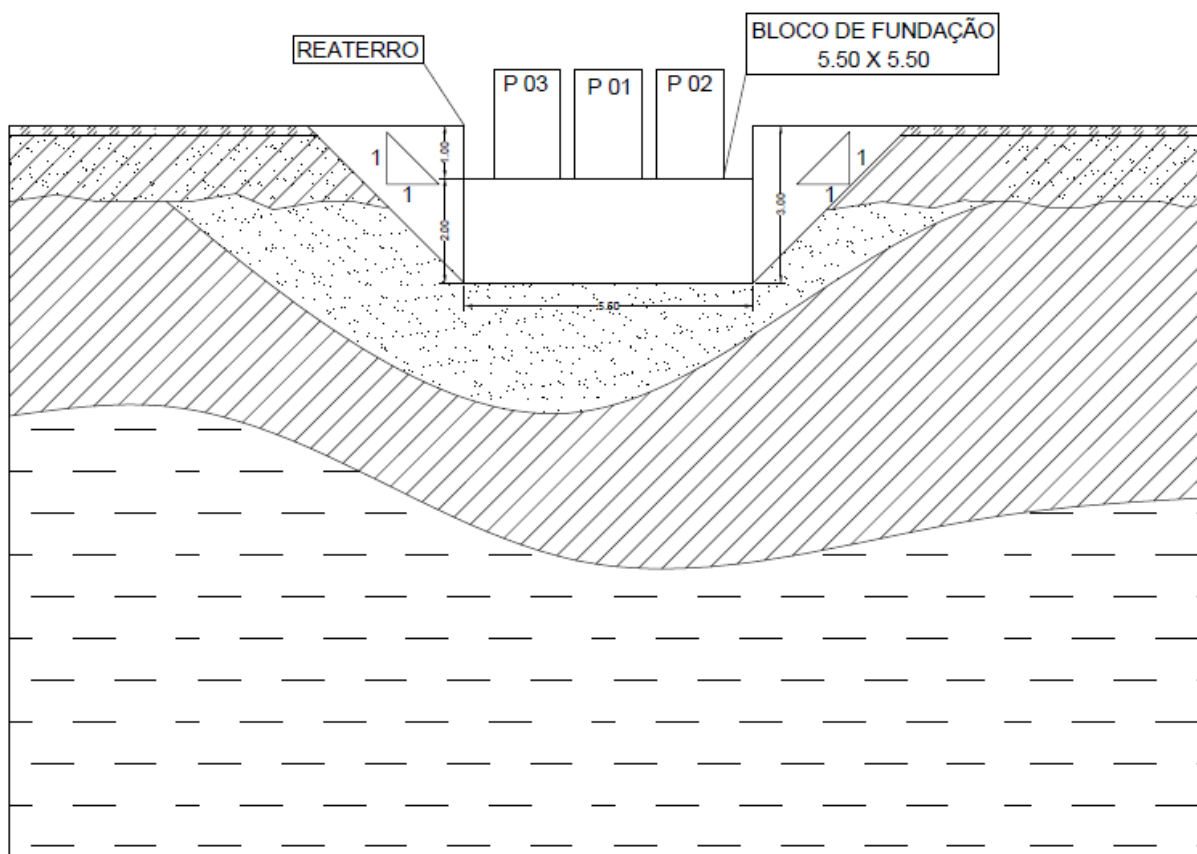
Figura 4.1 - Bloco de fundação



Fonte: Autor

Na figura 4.2 é ilustrada a seção geotécnica composta do perfil do solo e corte esquemático do bloco de fundação com seus respectivos níveis de assentamento.

Figura 4.2 - Seção geotécnica



Fonte: Autor

O dimensionamento resultou em um bloco de fundação com dimensão de 5,50m x 5,50m assente a uma profundidade de 3,00 m a partir do nível do terreno, sendo considerado uma espessura de 2,00 m, um bloco de fundação com base retangular não prismática, para essas condições de carregamento e características do solo

4.2 Dimensionamentos das fundações profundas

Para a fundação profunda foi escolhido do tipo estaca escavada convencional sem utilização de fluido bentonita uma vez que terreno não apresenta nível freático elevado e não foi atingido topo rochoso.

O dimensionamento da fundação profunda foi realizado inicialmente com base na verificação á compressão, considerando os mecanismos de resistência por atrito lateral e por resistência de ponta. Posteriormente, foi realizado a verificação á tração,

utilizando 70% do valor de resistência do atrito lateral, conforme proposto por Paschoalin (2008) na pesquisa visando garantir o equilíbrio estrutural em situações em que predomina esforços de arrancamento.

Foi realizado a verificação da estaca escavada com diâmetro de 30 cm, cujo resultados estão apresentados por meio de tabelas elaboradas em planilha utilizando o método de Aoki-Velloso no Microsoft Excel.

Tabela 4-3 - Capacidade de carga Estaca de 30 cm

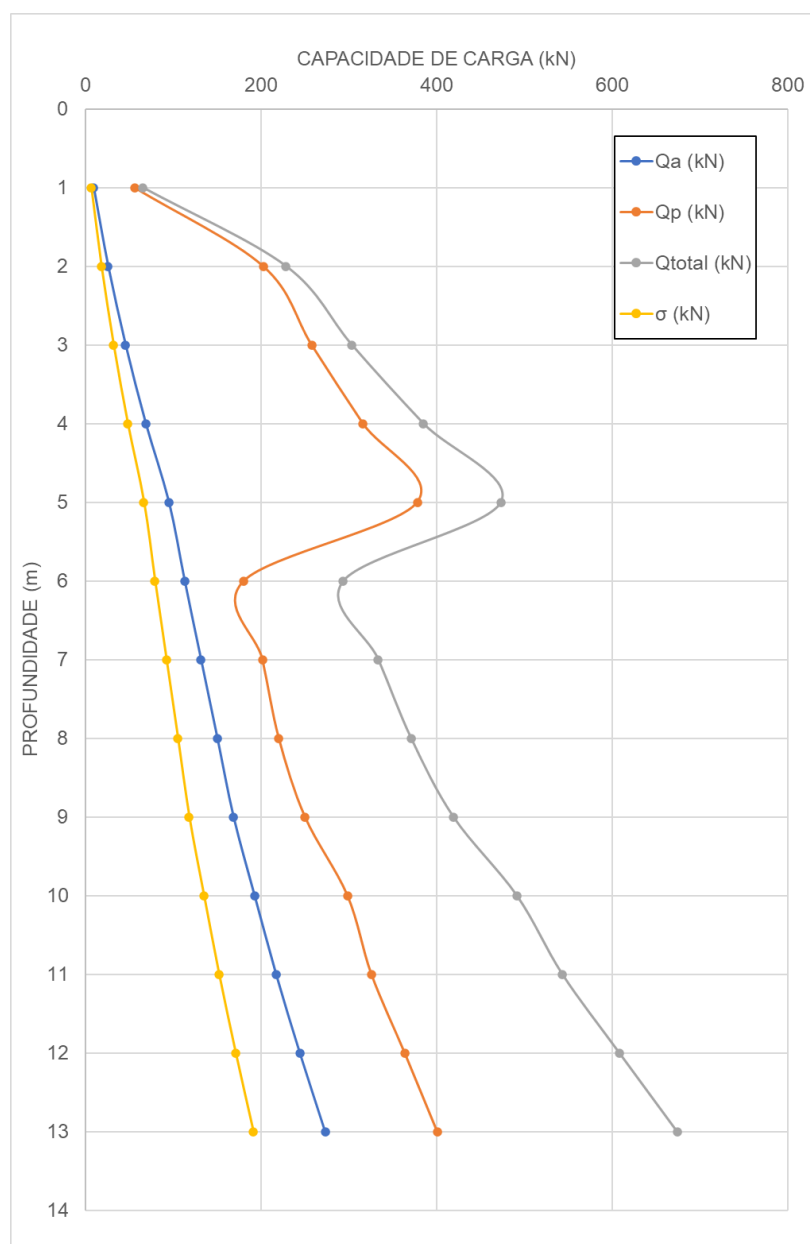
Prof. (m)	Qa (kN)	Qp (kN)	Qtotal (kN)	σ (kN)
1	9	47	56	7
2	26	177	203	18
3	46	212	258	32
4	69	247	316	48
5	95	283	378	67
6	113	67	180	79
7	132	70	202	92
8	150	70	220	105
9	169	81	250	118
10	193	106	298	135
11	217	108	326	152
12	244	119	364	171
13	273	127	401	191

Fonte: Autor

Após a elaboração da tabela de capacidade de carga, foi desenvolvido um gráfico representativo contendo as variáveis Qa (carga por atrito lateral), Qp (carga de ponta), Qtotal (carga total) e σ (tensão), com o objetivo de proporcionar uma visualização mais clara e comparativa dos dados apresentados. Essa representação gráfica permite uma análise mais intuitiva da evolução das cargas em função da profundidade, auxiliando na interpretação dos resultados obtidos e na tomada de decisão quanto ao dimensionamento da fundação profunda.

Na Figura 4.3 foi apresentado o gráfico ilustrativo com as informações.

Figura 4.3 - Gráfico ilustrativo da capacidade de carga estaca 30 cm



Fonte: Autor

Com base nos dados apresentados na Tabela de Capacidade de Carga por Profundidade, foi realizada a estimativa da carga resistente por atrito lateral da estaca escavada com diâmetro de 30 cm, atingindo o valor de 550,13 kN. Considerando a necessidade de verificar também a resistência à tração, adotou-se a redução convencional de 70% da resistência por atrito lateral, conforme sugerido por Paschoalin (2008), resultando em uma resistência à tração de 511 kN.

Dessa forma, para atender aos esforços atuantes de tração e compressão provenientes da estrutura da torre de telecomunicação, pode-se utilizar nove estacas

escavadas de 30 cm de diâmetro, o que representa uma solução técnica segura e economicamente viável. A distribuição da carga entre as estacas ficaria conforme segue:

- Resistência por atrito lateral por estaca:

$$\frac{550,13 \text{ kN}}{9} = 61,12 \text{ kN}$$

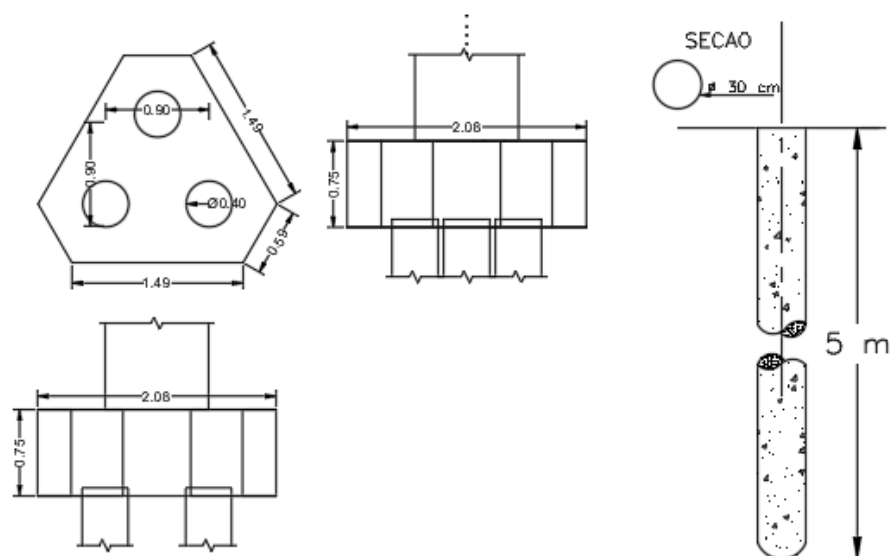
- Resistência à tração por estaca:

$$\frac{511,00 \text{ kN}}{9} = 56,77 \text{ Kn}$$

Essa configuração garante que os esforços solicitantes sejam compatíveis com a capacidade de carga de cada estaca, tanto em regime de compressão quanto de tração, atendendo aos critérios estabelecidos pela NBR 6122:2019.

Com base na análise dos dados geotécnicos e nos resultados de capacidade de carga, optou-se pela execução de três estacas escavadas em cada bloco com diâmetro de 30 cm e profundidade de 5 metros. Essa solução atende de forma satisfatória tanto à carga por atrito lateral (Q_a) quanto à resistência à tração, garantindo a segurança e a estabilidade da fundação da torre de telecomunicação. Foi utilizado um bloco para três estacas, com dimensões estimadas conforme os valores mínimos exigidos pela norma técnica vigente, conforme a ABNT NBR 6122:2019, segue um arranjo em planta baixa do bloco de 3 estacas com o diâmetro e profundidade.

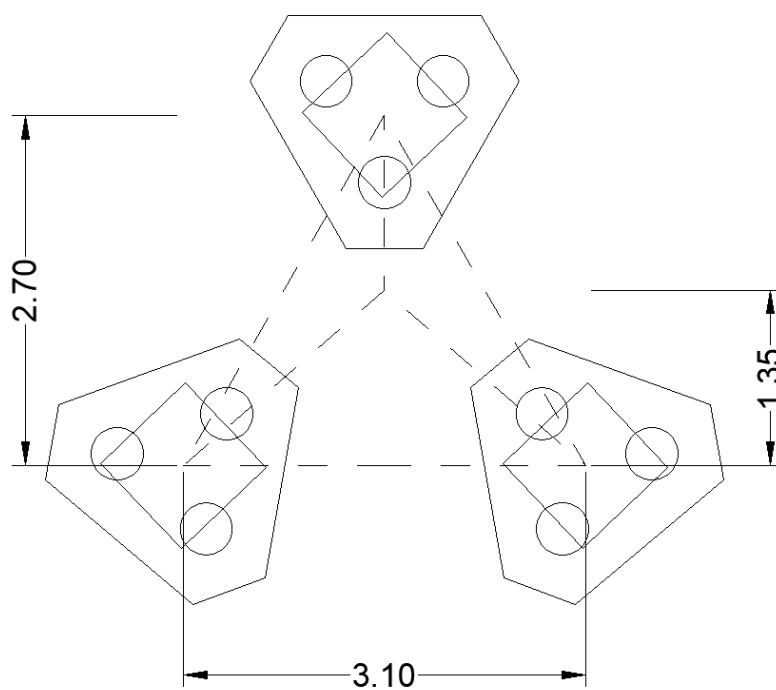
Figura 4.4 - Planta baixa do bloco com a estaca de 30 cm



Fonte: Autor

Com essas informações foi elaborado um esboço da torre na Figura 4-5 com os blocos em cada pilar.

Figura 4.5 - Planta baixa dos pilares da torre



Fonte: Autor

5. Conclusão

Este trabalho teve como objetivo principal analisar e definir o tipo de fundação mais adequada para a instalação de uma torre de telecomunicação, com base nas características geotécnicas do solo e nos esforços atuantes definidos no projeto estrutural. Foram consideradas duas alternativas: fundação rasa, representada por bloco de fundação, e fundação profunda, composta por estacas escavadas com 30 cm de diâmetro e 5 metros de profundidade.

A fundação rasa, utilizando bloco de fundação, demonstrou-se tecnicamente viável. Os resultados indicaram tensões de contato inferiores à tensão admissível do solo, além de fatores de segurança adequados contra tombamento e deslizamento, conforme os critérios estabelecidos pelas normas técnicas. O bloco de fundação foi dimensionado para proporcionar distribuição uniforme das cargas, estabilidade estrutural e facilidade de execução, sendo especialmente indicado em solos com boa capacidade de suporte superficial.

Para a fundação profunda, foram definidos os valores mínimos exigidos para garantir a estabilidade da torre: uma resistência por atrito lateral mínima de 61,12 kN por estaca e uma resistência à tração mínima de 56,77 kN por estaca, considerando um conjunto de nove estacas.

As estacas escavadas com 30 cm de diâmetro e 3 metros de profundidade atenderam plenamente esses requisitos, apresentando uma capacidade de carga admissível (Q_a) de 95 kN e uma tensão de base (σ) de 67 kN. Esses resultados comprovam a viabilidade da solução profunda, tanto para esforços de compressão quanto de tração, atendendo às exigências de segurança estrutural da torre.

Para viabilizar essa fundação, foi projetado um bloco de coroamento com dimensões mínimas estimadas, suficiente para garantir a transferência eficaz das cargas da estrutura para o solo, respeitando os critérios técnicos e normativos. Mesmo com dimensões reduzidas, o bloco assegura a estabilidade e o desempenho global do sistema de fundação.

No que diz respeito à facilidade de execução, entre bloco de fundação e a fundação profunda com estacas escavadas apresentou-se como a solução mais viável. A profundidade reduzida permite uma execução rápida e com menor demanda de equipamentos, podendo ser realizada com máquinas leves e com baixa interferência no entorno. A ausência de lençol freático na região contribui para uma

escavação limpa, sem a necessidade de uso de fluidos estabilizantes, o que simplifica ainda mais o processo. Além disso, esse tipo de estaca gera baixos níveis de vibração e ruído, minimizando os impactos sobre as edificações vizinhas. Por esses motivos, essa solução se destaca pela praticidade.

Mesmo não sendo o foco do trabalho, um comparativo de concreto utilizado, a fundação rasa do tipo bloco de fundação exigiria um volume estimado de 60,50 m³ de concreto, valor significativamente elevado quando comparado a fundação profunda. No caso da fundação com estacas escavadas de 30 cm de diâmetro e 5 metros de profundidade, o consumo total de concreto seria de aproximadamente 3,18 m³, considerando as 9 estacas prevista no projeto. Além disso foi utilizado um bloco de coroamento que interliga essas estacas que consome cerca de 5,92 m³ aproximadamente, somando 9,09 m³ de concreto, tornando a fundação estaca escavada mais viável no comparativo de consumo de concreto.

Conclui-se, portanto, que ambas as soluções de fundação bloco de fundação e estacas escavadas podem ser aplicadas na Torre de telecomunicação. A escolha entre elas dependerá das condições específicas do terreno, restrições operacionais, orçamento disponível e logística do canteiro de obras. Diante das condições de execução da obra e das possíveis perturbações ao terreno e às áreas circunvizinhas, e pelos valores aproximados de volume de concreto é possível afirmar que a fundação estaca escavada se apresenta como a solução mais adequada.

Dessa forma, considerando as restrições do canteiro e o contexto urbano, conclui-se que a fundação em estaca escavada seria mais viável sob os aspectos operacionais e ambientais. Vale ressaltar, entretanto, que não foi desenvolvido o projeto estrutural completo, o que impossibilita uma análise precisa dos quantitativos de concreto e aço, bem como a estimativa de custos elementos que não constituíram o foco deste estudo.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando as análises realizadas neste trabalho e os limites estabelecidos pelo escopo do estudo, algumas sugestões podem ser indicadas para aprofundamentos futuros:

- Análise de viabilidade econômica completa;
- Estudo do comportamento estrutural da torre;
- Modelagem numérica da interação solo-estrutura.

Essas sugestões visam não apenas expandir o conhecimento técnico na área de fundações para torres de telecomunicação, mas também contribuir para soluções mais eficientes, econômicas e sustentáveis no contexto da engenharia civil.

6. REFERÊNCIAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **SOLO – PROCEDIMENTO PARA SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM O MÉTODO SPT**. NBR 6484. Atualização: 28 de outubro de 2020. Rio de Janeiro, 2020.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABERTURA DE POÇO E TRINCHEIRA DE INSPEÇÃO EM SOLO, COM RETIRADA DE AMOSTRAS DEFORMAS E INDEFORMADAS**. NBR 9604: 2016. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2019.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **SOLO – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA**. NBR 7181. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ABEYKOON, A. M. G. S. et al. **PROBLEMS RELATED TO TELECOMMUNICATION TOWER FOUNDATION**. University of Ruhuna, 2012.
- ALMEIDA, M. S. S. **FUNDAÇÕES: SOLUÇÕES EM OBRAS DE ENGENHARIA**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 2013.
- BARROS, CAROLINA. **APOSTILA DE FUNDAÇÕES**. Pelotas, 2011. Instituto Federal Farroupilha.
- BOWLES, JOSEPH E. **FOUNDATION – ANALYSIS AND DESIGN**. Ed. McGraw-Hill International Book Company, 1984.
- BUENO, B. S.; VILAR, O. M. **MECÂNICA DOS SOLOS**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 1984.
- BRITO, W. D. L.; GOMES, C. **FUNDAÇÃO E GEOTECNIA: MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DA FUNDAÇÃO DE BARRAGENS DE CONCRETO**. In: Revista do CEDS, n. 9, 2018.
- CAPUTO, HOMERO PINTO. **MECÂNICA DOS SOLOS E SUAS APLICAÇÕES. MECÂNICA DAS ROCHAS – FUNDAÇÕES – OBRAS DE TERRA**. 6ª ed., Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.
- CAMPOS, JOÃO CARLOS DE. **ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES EM CONCRETO**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- CASTRO, C. E. **GEOTECNIA BÁSICA: FUNDAMENTOS PARA ANÁLISE E PROJETO GEOTÉCNICO**. São Paulo: Editora LTC, 2011.
- CERQUEIRA, D. A. **ESTUDOS AVANÇADOS EM MECÂNICA DOS SOLOS: APLICAÇÕES PRÁTICAS**. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), 2017.
- CINTRA, JOSÉ CARLOS A. et al. **FUNDAÇÕES: ENSAIOS ESTÁTICOS E DINÂMICOS**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A.; AOKI, NELSON. **FUNDAÇÕES POR ESTACAS – PROJETO GEOTÉCNICO**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **FUNDAÇÕES DIRETAS: PROJETO GEOTÉCNICO**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. Acesso em: 04 jun. 2025.

COSTA, A. A.; BASAGLIA, C. D. **ESTABILIDADE E DIMENSIONAMENTO DE TORRES METÁLICAS DE TELECOMUNICAÇÕES INCLUÍDAS POR BARRAS TUBULARES E COM SEÇÃO CANTONEIRA**. Campinas: FECFAU – UNICAMP, 2023.

DE MELLO, V. F. B. **STANDARD PENETRATION TEST**. In: Proceedings of the I Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porto Rico, 1971, vol.1, p.1-86.

DINIS, HENRIQUE. **SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES**. In: Interação Solo-Estrutura: Uma abordagem metodológica ao projeto de fundações. São Paulo: Blucher, 2024. p. 232-243.

DÓRIA, LUÍS EDUARDO SANTOS. **PROJETO DE ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO EM CONCRETO DO TIPO RADIER**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

GODOY, N. S. **NOTAS DE AULA: FUNDAÇÕES**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Geotecnia, 1972.

GRUBER, G. A. G.; RODRIGUES, J. R. **CARTA DE ERODIBILIDADE DA FOLHA DE COSMÓPOLIS, SÃO PAULO: AUXÍLIO AO GERENCIAMENTO DO MEIO FÍSICO**. Revista IG, São Paulo, v. especial, 1995.

JOPPERT JR, IVAN. **FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES DE EDIFÍCIOS – QUALIDADE TOTAL NA GESTÃO DO PROJETO E EXECUÇÃO**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2007.

LIMA, M. J. C. P. A. **PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA DE SUBSOLO**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1979.

MARINHO, F. A. M. **INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA PARA QUÊ?** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2005.

MORAES, MARCELLO DE CUNHA. **ESTRUTURAS DE FUNDAÇÕES**. 3. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

HACHICH, F. F. et al. **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA**. 2nd ed., São Paulo: PINI, 1998.

OLIVEIRA, MARCELA MIRANDA. **FUNDAÇÕES PARA TORRES DE TELECOMUNICAÇÃO**. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica de Campinas, 2014.

OLIVEIRA, M. L.; GEDANKEN, A.; RUIZ, H. A. **UTILIZAÇÃO DO PENETRÔMETRO DE CONE NA DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ EM LATOSSOLOS**. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, 26, 1997, Campina Grande. Anais... Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola, 1997.

PASCHOALIN FILHO, J. A. et al. **COMPORTAMENTO À TRAÇÃO DE ESTACAS HÉLICE-CONTÍNUAS EXECUTADAS EM SOLO DE DIABÁSIO**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13, 2006, Curitiba. Anais... São Paulo: ABMS, 2006.

PINTO, CARLOS DE SOUSA. **CURSO BÁSICO DE MECÂNICA DOS SOLOS EM 16 AULAS**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

RODRIGUES, ROSÂNGELA S. **MECÂNICA DO COLAPSO AEROELÁSTICO DE TORRES TEE**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004.

RODRIGUEZ, T. G. **CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO DE DIABÁSIO POR MEIO DE ENSAIOS DE SPT E CPT**. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2013.

SCHNAID, FERNANDO. **ENSAIOS DE CAMPO E SUAS APLICAÇÕES À ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SOARES, F. L. **INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA**. (Notas de aula) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2020.

SOUZA, C. M. A. et al. **DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ EM DOIS TIPOS DE SOLO, UTILIZANDO-SE DIFERENTES METODOLOGIAS**. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v. 4, n. 3, p. 460-464, 2000.

TEIXEIRA, M. A.; MAGALHÃES, P. S. G.; BRAUNBECK, O. A. **EQUIPAMENTO PARA EXTRAÇÃO DE AMOSTRAS INDEFORMADAS DE SOLO**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 24, n. 4, p. 693-699, 2000.

VARGAS, MÍLTON. **INTRODUÇÃO À MECÂNICA DOS SOLOS**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, 1977.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **FUNDAÇÕES**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VELOSO, D. A.; LOPES, F. R. **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA**. 12. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **FUNDAÇÕES – CRITÉRIOS DE PROJETO, INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO, FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS VOL. 01**. São Paulo: Oficina de Texto.

A. APÊNDICE — TABELA DE CÁLCULO DE FUNDAÇÃO RASA

1. CARACTERISTICAS

H =	26	m		
Comp. =	3.40	m		
Larg. =	2.94	m		
PP =	6	tf		
Fz =	55.7	tf	61700	kgf
Ft =	51.1	tf		
Fx =	6	tf	6000	kgf
Fy =	6	tf	6000	kgf
Mx =	157.1	tf.m	157100	kgf.m
My =	157.1	tf.m	157100	kgf.m

2. CARACTERISTICAS GEOTECNICAS

Dados terreno natural:

Nspt =	19	golpes
γ =	14	kn/m ³
c =	0	Kpa
ϕ =	25	(°)
σ =	3.8	kgf/cm ²

Dados solo de reaterro:

γ =	16	kn/m ³
c =	0	Kpa
ϕ =	30	(°)

3. DIMENSÃO DA SAPATA

Área da sapata (calculada) =	1.62	m ²	
h(altura da sapata) =	2.00	m	
Cota de assentamento =	3.00		
Espessura de solo sobre a sapata =	1.00		
a =	5.5	m	550
b =	5.5	m	550
Area da sapata (final) =	30.25	m ²	
Tensão na sapata =	0.20	kgf/cm ²	

4. VERIFICAÇÃO DE TENSÕES MAXIMAS E MINIMAS

ex =	2.55	m	254.6191	cm
ey =	2.55	m	254.6191	cm
Ba =	0.92	m		
Bb =	0.92	m		

	TRAÇÃO		
	a	b	
$\sigma (+) =$	0.77	0.77	kgf/cm ²
$\sigma (-) =$	-0.38	-0.38	kgf/cm ²
FS =	4.93	4.93	
	PASSA	PASSA	

5. VERIFICAÇÃO DE TOMBAMENTO

Gpp =	199.65	tf	199650	kgf
M atuante (x) =	489.65	tf.m		
M. resistente (x) =	718.7125	tf.m		
FS tombamento =	1.53			
	PASSA			

6. VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO

$\phi_d =$	17	(°)	0.290888	
$C_d =$	0	Kpa		
$k_P =$	2.46		57.5	1.0038
E.P =	15.52	tf/m ²		
Força resistente de empuxo (a) =	170.75	tf		
Força resistente de empuxo (b) =	170.75	tf		
F horiz. (x) =	9	tf		
F horiz. (y) =	9	tf		
F resistente =	78.24	tf	arenoso	
F resistente =	0.00	tf	argiloso	
Desconsiderando o empuxo passivo				
FS (x) =	8.69			
FS (y) =	8.69	arenoso	PASSA	
FS (x) =	0.00			
FS (y) =	0.00	argiloso	NÃO PASSA	
Considerando o empuxo passivo				
FS (x) =	27.67			
FS (y) =	27.67	arenoso	PASSA	
FS (x) =	18.97			
FS (y) =	18.97	argiloso	PASSA	

B. APÊNDICE — TABELA DE CÁLCULO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA ESTACA DE 30 CM

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)									
DADOS DE CÁLCULO									
Estaca		Tipo		Diâmetro (cm)		Comprimento (m)		F.S (Global)	
Moldada In-Loço		Escavada		30		13		2	
		% Resistência de Ponta				% Resistência lateral (β)			
		100				100			
RESULTADOS									
Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	R _{P na camada} (kN)	RL _{por metro} (kN)	RL _{acumulada} (kN)	R _{Total do solo} (kN)	P _{Adm} (kN)
1	330	0.030	3	6	93.31	18.66	18.66	111.97	55.98
2	1000	0.014	3	6	353.43	32.99	51.65	405.08	202.54
3	1000	0.014	3	6	424.12	39.58	91.23	515.35	257.67
4	1000	0.014	3	6	494.80	46.18	137.41	632.21	316.11
5	1000	0.014	3	6	565.49	52.78	190.19	755.68	377.84
6	220	0.04	3	6	134.77	35.94	226.13	360.91	180.45
7	220	0.04	3	6	139.96	37.32	263.45	403.41	201.71
8	220	0.04	3	6	139.96	37.32	300.78	440.73	220.37
9	230	0.034	3	6	162.58	36.85	337.63	500.20	250.10
10	230	0.034	3	6	211.35	47.91	385.53	596.88	298.44
11	230	0.034	3	6	216.77	49.13	434.67	651.44	325.72
12	230	0.034	3	6	238.45	54.05	488.72	727.16	363.58
13	230	0.034	3	6	254.70	57.73	546.45	801.15	400.58