



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ  
INSTITUTO DE TECNOLOGIA  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



Ana Paula Carvalho Reis  
Jéssica Karolaine da Silva Costa

**FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA:** estudo de caso da redução de custos entre dois projetos em uma obra de edificação residencial de seis pavimentos em Belém-PA

BELÉM - PA  
2024

Ana Paula Carvalho Reis  
Jéssica Karolaine da Silva Costa

**FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA:** estudo de caso da redução de custos entre dois projetos em uma obra de edificação residencial de seis pavimentos em Belém-PA

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido ao Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel (a) em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Helder Mansur Chaves

BELÉM - PA

2024

Ana Paula Carvalho Reis  
Jéssica Karolaine da Silva Costa

**FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA:** estudo de caso da redução de custos entre dois projetos em uma obra de edificação residencial de seis pavimentos em Belém-PA

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido ao Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel (a) em Engenharia Civil.

Aprovado em:

---

Prof. Dr. Helder Mansur Chaves- Orientador

---

Prof. Ma. Luciana Carvalho Queiroz- Examinador interno

---

Prof. Dra. Laís Rodrigues da Costa Chaves- Examinador interno

Belém – Pará

2024

## **Dedicatória Ana Paula**

Dedico este trabalho aos meus pais, Pedro Paulo da Silva Reis e Ana Sueli Carvalho Reis, cujos sacrifícios silenciosos e sonhos renunciados edificaram os alicerces que me permitiram trilhar meu próprio caminho.

### **Dedicatória Jéssica**

Dedico este trabalho e todo as minhas conquistas às minhas irmãs, que em meio a todas as tempestades, sempre foram a minha luz no fim do túnel.

## **AGRADECIMENTOS ANA PAULA**

Agradeço, primeiramente, a Deus e a Nossa Senhora de Nazaré que me concederam serenidade e força para trilhar este caminho e concluir não só este trabalho, mas como os seis anos de curso. Sem suas bênçãos, nada disso seria possível.

À minha amada família, meu porto seguro, meus exemplos de vida, meus pais Ana Sueli e Pedro Paulo. Vocês, que abdicaram de noites de sono para cuidar de mim, que trabalharam incansavelmente para me proporcionar o melhor, que me ensinaram o valor da honestidade, da perseverança e do amor ao próximo. Vocês, que me apoiaram em cada decisão, me incentivaram em cada desafio e me apararam em cada queda. Vocês são a minha base, a minha fortaleza, o meu maior orgulho. Obrigada por tudo.

Ao meu namorado e melhor amigo, Jucivania Junior, minha eterna gratidão, pois sua fé em mim que iluminou até as sombras mais densas. Em você, encontrei a segurança de quem acredita e de quem torce pelo sucesso do outro com um fervor inabalável. A sua presença foi alento nos dias difíceis, a âncora que me manteve firme nas tempestades, e o sorriso que iluminou minhas conquistas.

Aos meus amigos da faculdade, parceiros de tantas batalhas e vitórias, agradeço pela amizade, apoio e aprendizado. Em especial, à Jéssica Karolaine, minha companheira desde o início do curso. Se eu consegui chegar até aqui, é porque você esteve ao meu lado.

Aos meus professores, mestres que iluminaram minha jornada acadêmica, sou grata pelos ensinamentos, competência e paciência. Vocês são os grandes responsáveis pela profissional que sou hoje e pela realização deste sonho.

Por fim, mas não menos importante, agradeço a todos que, de alguma forma, fizeram parte dessa etapa tão importante em minha vida. Cada palavra de apoio, cada gesto de carinho e cada incentivo foram essenciais para que eu chegasse até aqui.

## **AGRADECIMENTOS JÉSSICA**

Em primeiro lugar, agradeço a Deus e a intercessão de Nossa Senhora de Nazaré, pela sabedoria e coragem que me permitiram enfrentar os diversos obstáculos e desafios que surgiram ao longo desse percurso. Sem essa fé, muitos momentos teriam sido ainda mais difíceis de superar.

À toda a minha família, em especial, aos meus pais, Jailson Freitas e Lidiane Silva, o meu mais profundo agradecimento, por todo o trabalho árduo de sempre pra me proporcionar o melhor que puderam. Às minhas irmãs, Ana Carolina e Ana Sophia, que, todos os dias, me dão todo o amor e força que eu preciso pra seguir em frente, tanto na vida acadêmica e profissional, quanto pessoal. À minha avó, Luiza Freitas, que, mais do que ninguém, me ensinou o valor da persistência e da dedicação. As minhas realizações são, sem dúvida, uma extensão do apoio e do amor de vocês.

Ao engenheiro Lourival Alcântara, expresso minha sincera gratidão por toda a orientação e apoio incondicional ao longo desses anos. Seu vasto conhecimento, paciência e disponibilidade foram essenciais para o meu aperfeiçoamento. Se um dia eu for metade do engenheiro que você é, já me sentirei realizada. Obrigada por tudo, sua presença foi um dos meus pilares.

Estendo meus agradecimentos aos professores, que em toda a graduação contribuíram imensamente para a minha formação. Cada aula, cada sugestão, cada leitura sugerida foram passos importantes no meu desenvolvimento profissional.

Aos meus colegas e amigos de curso, que compartilharam comigo essa jornada. Foram incontáveis horas de estudo em grupo, desabafos e risadas que tornaram os anos de graduação muito mais leves e gratificantes. Em especial, à minha dupla Ana Paula Reis, que foi o verdadeiro significado de companheirismo.

Por fim, agradeço a todas as pessoas que, de alguma forma, fizeram parte dessa trajetória. Sejam familiares, amigos ou colegas de trabalho, suas palavras de incentivo e compreensão foram essenciais para que eu pudesse concluir esta etapa tão significativa.

## RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo investigar e caracterizar os métodos executivos de projetos de fundação em estaca hélice contínua em uma obra na região metropolitana em Belém do Pará, com 06 pavimentos tipo mais térreo, com foco especial na análise de redução de custos, a partir do consumo de materiais proporcionados pelo comparativo de dois projetos elaborados por diferentes profissionais de geotecnia. Para realização da pesquisa, os projetos e sondagens SPT foram criteriosamente analisados e comparados. Dessa forma, foi possível constatar melhorias de projeto nas últimas etapas da obra e a redução de custos em quase 55% com concreto, aço e perfuratriz por metro linear. Essa diferença gerou uma economia de R\$ 153.228,67, devido a reavaliação e otimização dos projetos de fundações. Com isso, essa pesquisa mostra como ajustes podem resultar em uma economia significativa, porém mantendo a sua eficiência. Além disso, o trabalho contribuiu para a ampliação do conhecimento técnico e prático sobre métodos de fundação, servindo como referência para futuras obras na região e em contextos semelhantes.

**PALAVRAS-CHAVE:** sondagem SPT, fundação, estaca hélice contínua, custo, concreto, aço.

## **ABSTRACT**

The present work aims to investigate and characterize the executive methods of continuous helix pile foundation projects in a project in the metropolitan region of Belém do Pará, with 06 floors plus ground floor, with a special focus on cost reduction analysis, based on consumption of materials provided by the comparison of two projects prepared by different geotechnical professionals. To carry out the research, SPT projects and surveys were carefully analyzed and compared. In this way, it was possible to see design improvements in the last stages of the work and a cost reduction of almost 55% with concrete, steel and drilling per linear meter. This difference generated savings of R\$153,228.67, due to the reevaluation and optimization of foundation projects. Therefore, this research shows how adjustments can result in significant savings, while maintaining efficiency. Furthermore, the work contributed to expanding technical and practical knowledge about foundation methods, serving as a reference for future works in the region and in similar contexts.

**KEYWORDS:** SPT survey, foundation, continuous helix stake, cost, concrete, steel.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição de cargas nas fundações. ....	20
Figura 2 - Modelo Terzaghi e Meyerhof. ....	24
Figura 3 - Modelo Vesic. ....	24
Figura 4 - Fundação em estaca hélice contínua. ....	37
Figura 5 - Marcação do local para perfuração de estaca hélice contínua.....	39
Figura 6 - Máquina de perfuração das estacas (perfuratriz). ....	40
Figura 7 - Perfuração da estaca hélice contínua. ....	41
Figura 8 - Inserção da armadura da estaca. ....	42
Figura 9 - Controle da pressão e velocidade do bombeamento de concreto. ....	43
Figura 10 - Execução do furo de sondagem. ....	47
Figura 11 – Localização do empreendimento. ....	49
Figura 12 - Implantação do empreendimento. ....	49
Figura 13 - Relatório de sondagem SP-08. ....	51
Figura 14 - Relatório de sondagem SP-01. ....	53

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Coeficientes K e $\alpha$ segundo Aoki-Veloso (1975).....	28
Tabela 2 - Coeficientes F1 e F2 segundo Aoki-Veloso (1975) e Velloso et al (1978).	28
Tabela 3 - Coeficiente K segundo Décourt- Quaresma (1978).....	30
Tabela 4 - Coeficiente $\alpha$ segundo Quaresma et, al (1996). ....	30
Tabela 5 - Coeficiente $\beta$ segundo Quaresma et, al (1996). ....	30
Tabela 6 - Valores dos parâmetros a,b,a' e b' segundo Velloso (1981). ....	33
Tabela 7 - Valores de $\alpha$ e $\beta$ segundo Velloso (1996). ....	34
Tabela 8 - Limites de $\tau_{ult}$ e valores de $\alpha$ de acordo com Alonso (1996).....	36
Tabela 9 - Valores de $\beta'$ de acordo com Alonso (1996). ....	36
Tabela 10 - Classificação dos solos (areias e siltes argilosos) conforme NBR 6484/2020. ....	45
Tabela 11 - Classificação dos solos (areias e siltes arenosos) conforme NBR 6484/2020. ....	46
Tabela 12 - Análise comparativa projeto 01.....	55
Tabela 13 - Análise comparativa projeto 02.....	56
Tabela 14 - Comparação quantidade de estacas projeto 01 x projeto 02.....	58
Tabela 15 - Comparativo quantidade de aço e concreto projeto 01 x projeto 02.....	59
Tabela 16 - Custo de aço do projeto 01.....	59
Tabela 17 - Custo de aço do projeto 02.....	60
Tabela 18 - Comparação do custo de aço do projeto 01 x projeto 02. ....	60
Tabela 19 - Custo de concreto projeto 01 e 02.....	60
Tabela 20 - Comparação do custo de concreto projeto 01 x projeto 02. ....	60
Tabela 21 - Custo de perfuração por metro linear do projeto 01 x projeto 02.....	62
Tabela 22 - Análise global de custos do projeto 01 x projeto 02.....	64

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação da quantidade de estacas do projeto 01 x projeto 02.....	57
Gráfico 2 - Comparação da quantidade de aço e de concreto do projeto 01 x projeto 02. ....	58
Gráfico 3 -Comparação do valor de custo de perfuração do projeto 01 x projeto 02.	61
Gráfico 4 - Análise global de custos projeto 01. ....	63
Gráfico 5 - Análise global de custos projeto 02. ....	63

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1	OBJETIVO GERAL.....	17
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	17
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>18</b>
2.1	CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA DO TEMA .....	18
2.2	ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS – ESTACAS .....	21
2.2.1	Métodos racionais ou teóricos .....	22
2.2.1.1	Terzaghi (1943).....	22
2.2.1.2	Meyerhof (1951).....	23
2.2.2	Métodos semiempíricos.....	25
2.2.2.1	Método de Meyerhof (1956) .....	26
2.2.2.2	Método de Aoki e Velloso (1975).....	27
2.2.2.3	Método de Décourt e Quaresma (1978).....	29
2.2.2.4	Método de Velloso (1981).....	31
2.2.2.5	Método de Teixeira (1996).....	33
2.2.2.6	Método de Alonso (1996) .....	34
2.3	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA .....	36
2.3.1	Processos executivos da estaca hélice contínua .....	37
2.3.1.1	Projeto e Planejamento .....	37
2.3.1.1.1	Estudo do Solo.....	37
2.3.1.1.2	Determinação das Especificações.....	38
2.3.1.1.3	Projeto Geotécnico.....	38
2.3.1.2	Preparação do Local .....	38
2.3.1.2.1	Limpeza do Terreno.....	38
2.3.1.2.2	Marcação do Local.....	38

2.3.1.3	Equipamentos.....	39
2.3.1.3.1	Máquina de Perfuração.....	39
2.3.1.3.2	Equipamentos de Mistura e Bombeamento de Concreto.....	40
2.3.1.4	Perfuração e Inserção da Hélice .....	40
2.3.1.4.1	Posicionamento da Máquina.....	41
2.3.1.4.2	Início da Perfuração.....	41
2.3.1.5	Injeção de Concreto .....	42
2.3.1.5.1	Bombeamento do Concreto.....	42
2.3.1.5.2	Controle da Pressão e Velocidade.....	43
2.3.1.6	Armação da estaca.....	43
2.3.1.6.1	Adição de Armaduras.....	43
2.3.1.7	Acabamento .....	44
2.3.1.7.1	Nivelamento e Alisamento.....	44
2.3.1.7.2	Cuidados com a Segurança.....	44
2.3.1.8	Inspeção e Testes.....	44
2.3.1.8.1	Inspeção Visual.....	44
2.3.1.8.2	Prova de Carga.....	44
2.4	ENSAIO SPT .....	45
<b>3.</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>48</b>
3.1	DELIMITAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	48
3.1.1	Delimitação.....	48
3.1.2	Caracterização da área de estudo e do projeto.....	49
3.2	ANÁLISE COMPARATIVA .....	54
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>57</b>
4.1	ANÁLISE COMPARATIVA DO QUANTITATIVO DE ESTACAS.....	57
4.2	ANÁLISE QUANTITATIVA DE AÇO E CONCRETO .....	58

4.3	ANÁLISE DOS CUSTOS.....	59
4.3.1	Análise do custo de aço e de concreto.....	59
4.3.2	Análise do custo de perfuração das estacas .....	61
4.4	ANÁLISE GLOBAL DOS CUSTOS.....	62
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>65</b>
<b>6.</b>	<b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>66</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>67</b>

## 1. INTRODUÇÃO

A crescente demanda por construções eficientes, seguras e economicamente viáveis tem impulsionado a busca por métodos construtivos que atendam a esses critérios. No âmbito das fundações, a estaca hélice contínua emerge como uma tecnologia promissora, especialmente para obras de grande porte e em regiões com solos desafiadores. Este trabalho visa investigar e caracterizar os métodos executivos de projetos de fundação em estaca hélice contínua, desde o estudo do solo com a realização da sondagem SPT, até a concretagem das estacas, com foco na análise de redução de custos e de material, proporcionados pela perspectiva do novo projetista em questão na segunda etapa do empreendimento analisado.

A estaca hélice contínua foi introduzida no Brasil na década de 1990 e tornou-se uma das prediletas do cenário da construção civil devido às diversas vantagens que proporciona. Pode-se citar como vantagem para sua produção em áreas urbanas densamente povoadas a redução de vibrações e ruídos causados pela execução de fundações feitas, como por exemplo, com estacas pré-moldadas. Outro benefício do método é o melhor controle de qualidade e desempenho da estaca: o concreto tem sua aplicação de modo ininterrupta, o que evita a sua segregação e torna a estaca uma peça estrutural mais uniforme.

Para a realização desta pesquisa, os projetos e sondagens serão criteriosamente analisados e comparados. A análise focará na identificação de melhorias nas etapas finais da obra. A metodologia incluirá uma revisão detalhada da literatura existente sobre o tema, bem como a aplicação prática dos conceitos teóricos.

O presente estudo será realizado em uma obra na região metropolitana de Belém do Pará, composta por uma torre de seis pavimentos tipo mais térreo. Será analisada a mudança de projeto da fundação da primeira etapa do empreendimento para a segunda, visando comparar a economia do projeto 02 em relação ao projeto 01. Esta obra se apresenta como um estudo de caso ideal para a aplicação e análise das técnicas de estaca hélice contínua, devido às características do solo local e às exigências específicas do projeto.

Ao final, será possível apresentar uma avaliação crítica sobre os benefícios e desafios associados à utilização da estaca hélice contínua, proporcionando uma visão

abrangente que poderá orientar engenheiros e projetistas na escolha das melhores práticas para seus projetos.

### 1.1 OBJETIVO GERAL

O trabalho tem como objetivo realizar uma análise comparativa de custos entre dois projetos de fundação com estaca hélice contínua em uma edificação residencial de seis pavimentos, localizada em Belém-PA.

### 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

#### 1. **Análise dos Projetos de Fundação:**

- Estudo detalhado das características técnicas e executivas de cada projeto;
- Identificação dos elementos estruturais e parâmetros geotécnicos utilizados.

#### 2. **Comparação dos Custos de Execução:**

- Levantamento de custos detalhado de ambos os projetos, incluindo materiais, mão de obra, equipamentos e tempo de execução;
- Análise de custos diretos e indiretos associados à fundação em estaca hélice contínua.

#### 3. **Avaliação das Estratégias de Otimização no Projeto 02:**

- Identificação das modificações e práticas implementadas no projeto 02 visando à redução de custos;
- Verificação do impacto dessas modificações em termos de economia de recursos e eficiência técnica.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA DO TEMA

O desenvolvimento de projetos de fundação eficientes é crucial para garantir a segurança e a viabilidade econômica de construções civis. Neste contexto, as fundações em estaca hélice contínua têm se destacado como uma solução prática e econômica, especialmente em terrenos problemáticos. O objetivo desta revisão de literatura é explorar e comparar diferentes métodos executivos de fundações, focando especialmente no uso de estacas hélice contínua.

Fundamentalmente, a escolha do tipo de fundação depende de fatores como o tipo de solo, carga estrutural e condições ambientais. Tradicionalmente, são utilizadas técnicas como estacas pré-moldadas, estacas metálicas e blocos de fundação. Porém, a estaca hélice contínua, introduzida nas últimas décadas, tem sido preferida devido à sua rápida execução e menor impacto ambiental (Manzalli, G. V., 2019). Essas estacas são executadas a partir de uma hélice contínua que perfura o solo enquanto o concreto é injetado, criando uma fundação sólida e contínua que é particularmente eficaz em solos moles ou compostos por camadas heterogêneas. Estudos como os de Antunes, W. R., & Tarozzo, H. (2019) apontam as principais vantagens das estacas hélice contínua, incluindo a de redução de vibração, o que é crucial em áreas urbanas, e a capacidade de carga elevada imediata após a sua instalação. Contudo, a técnica apresenta desafios como a necessidade de equipamentos especializados e a dependência de mão-de-obra altamente qualificada para a correta execução.

As estacas hélice contínua oferecem vantagens significativas em termos de eficiência e sustentabilidade, especialmente em locais com condições desafiadoras como Belém. No entanto, a escolha do método de fundação mais adequado deve considerar uma série de fatores, incluindo análises comparativas detalhadas de custo, tempo, impacto ambiental e adequação ao tipo de solo.

Recentemente, avanços na tecnologia de monitoramento e na composição dos materiais têm permitido melhorias significativas na execução estacas hélice contínua. Tecnologias como o uso de sensores para verificar a integridade estrutural em tempo real e o desenvolvimento de concretos mais resistentes são exemplos de inovações que estão moldando o futuro das construções de fundações (Oliveira, J. M.; Silva, R. J., 2021). A tendência atual inclui a busca por soluções mais sustentáveis e menos invasivas, aspecto em que as estacas hélice contínua se destacam. Além disso, a

integração de metodologias de modelagem computacional para a previsão de comportamento das fundações em diferentes tipos de solos está se tornando uma prática comum (Costa, J. P.; Oliveira, M. D., 2017).

A literatura existente é rica em detalhes técnicos e estudos de viabilidade, mas há uma carência de estudos comparativos sobre a eficácia de diferentes configurações de projetos de fundação em hélice contínua para condições amazônicas, particularmente em Belém. Além disso, poucos estudos abordam o custo-benefício de projetos geotécnicos com diferentes metodologias, elaborados em condições climáticas e geológicas tão específicas.

Este estudo justifica-se pela necessidade de compreender melhor as especificidades das fundações em estaca hélice contínua em Belém, que apresenta clima úmido e o solo frequentemente saturado, considerando diferentes abordagens na elaboração do projeto. A análise de um caso real permitirá avaliar a eficácia das estacas hélice contínua em diferentes abordagens executivas, considerando aspectos de custos.

As fundações fazem parte do processo de distribuição de cargas de uma obra civil, da superestrutura para o terreno, tendo a obrigatoriedade de ser projetada e executada, atendendo aos requisitos de segurança. A distribuição dos esforços ocorre mediante a utilização de componentes estruturais que viabilizam essa distribuição, tais como vigas, pilares, alvenarias e etc, com o intuito de assegurar a estabilidade da construção. A representação visual a seguir evidencia de modo explícito a trajetória das cargas até as bases estruturais e as respostas do solo, promovendo a dissipação das cargas no subsolo (MONTEIRO, 2024).

Dessa forma, há diversas abordagens para o projeto das fundações, podendo estas serem superficiais ou profundas, que transmitem as cargas ao solo por meio de sua área de contato. O conceito de fundação profunda é definido pela ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações. NBR 6122:2022. São Paulo: ABNT, 2022.

Esta norma define uma fundação profunda como aquela que transmite as cargas da estrutura para o solo, seja pela base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência por atrito lateral) ou por uma combinação de ambas. Além disso, segundo a norma, para que uma fundação seja considerada profunda, ela deve ser assentada a uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta,

e no mínimo a 3 metros. A figura a seguir demonstra visualmente a distribuição das cargas nas fundações.

Figura 1 – Distribuição de cargas nas fundações.



Fonte: EngLar (2017).

Para que seja projetada uma fundação apropriada para cada tipo de obra, é imprescindível que se tenha conhecimento prévio do tipo de solo em que será executado. Dessa forma, estuda-se as propriedades físicas e químicas do solo, buscando-se determinar parâmetros geotécnicos que representem o seu comportamento, permitindo estimar a resistência do material, assim como a sua deformabilidade, visando evitar projetos com resistências inadequadas para a dissipação de carga advinda da superestrutura e deformações excessivas, (recalques), o que poderia gerar impactos na vida útil da estrutura (MONTEIRO, 2024).

Com isso, faz-se necessário a execução da sondagem do terreno, com o intuito de caracterizar seu perfil geológico-geotécnico e a resistência das diferentes camadas do solo, permitindo a adequação do projeto as condições exigidas pela norma, além de possibilitar um projeto mais eficiente, evitando desperdícios de materiais, que tendem a elevar demasiadamente o custo da obra.

## 2.2 ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS – ESTACAS

A Norma Brasileira ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações. NBR 6122:2022. São Paulo: ABNT, 2022. prevê que as fundações profundas, em especial as estacas, têm sua resistência representada por uma carga admissível, que apresenta uma margem de segurança contra a ruptura do solo e dos elementos de fundação (Estado Limite Último- ELU), o que é denominado de capacidade de carga de uma fundação. Assim, esforços aplicados ao elemento de fundação não solicitam o solo além da sua resistência. Além disso, a fundação é dimensionada para desenvolver recalques compatíveis com suas condições de trabalho (Estado Limite de Serviço- ELS).

O desempenho da fundação não está ligado apenas ao carregamento atuando sobre ela, mas também a reação do solo a essa pressão. A capacidade de carga dos solos varia, sendo afetada por fatores como coesão (a força que mantém as partículas do solo unidas) e atrito interno (a resistência ao deslizamento entre as partículas). Além disso, alguns solos podem ser mais compactos, enquanto outros mais fofos, impactando no seu comportamento geotécnico.

Quando consideramos a solidez de uma estrutura, cada aspecto é crucial para garantir a estabilidade e a segurança. A capacidade de carga, é a medida do carregamento que uma estrutura pode suportar sem que ocorra o colapso. Essa capacidade é determinada a partir de duas componentes de resistência, a resistência da base e o atrito lateral.

Quando uma carga é aplicada a uma estrutura, parte dela é absorvida pelo solo abaixo da base (resistência de base) da fundação e parte pelo solo circundante (atrito lateral). O atrito lateral distribui a carga, ao longo da área lateral da estaca, reduzindo a tensão sobre a base. Quanto mais eficiente for o atrito entre o solo e estaca, maior será a contribuição do atrito lateral na resistência.

Para avaliar e determinar a capacidade de carga de uma estaca, há métodos racionais ou teóricos com destaque nos métodos: Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) e Vesic (1972); e métodos semiempíricos com destaques nos métodos: método de Meyerhof (1956), método de Aoki & Veloso (1975), método de Décourt-Quaresma (1978), método de Velloso (1981).

### 2.2.1 Métodos racionais ou teóricos

Os métodos racionais ou teóricos são fundamentados em princípios de mecânica dos solos e engenharia geotécnica. Ao invés de depender exclusivamente de testes em campo, esses métodos utilizam teorias e modelos matemáticos para estimar a capacidade de carga de uma estaca com base em características do solo e da própria estaca.

Esses métodos permitem uma análise mais abrangente e detalhada, levando em consideração uma variedade de fatores que influenciam a capacidade de carga. Isso inclui as características do solo, como sua coesão, ângulo de atrito interno e tipo de estratificação, bem como aspectos da estaca, como geometria, diâmetro e método de execução. Além disso, os métodos racionais ou teóricos oferecem a vantagem de poderem ser aplicados em situações em que testes em campo podem ser inviáveis ou impraticáveis.

No entanto, é importante ressaltar que esses métodos têm suas limitações e suposições inerentes. Eles dependem de uma série de parâmetros e propriedades do solo que nem sempre podem ser precisamente determinados. Portanto, é crucial exercer cautela e bom senso ao aplicar esses métodos, e sempre considerar os resultados em conjunto com outras formas de avaliação, como testes em campo e experiência prática.

#### 2.2.1.1 Terzaghi (1943)

Incrementada pelas obras de Terzaghi (1948) e Peck (1967), Terzaghi (1943) desenvolveu uma solução que teve como base a teoria da plasticidade, em que pressupõe que a ruptura do solo situado sob a ponta da estaca não pode ocorrer sem que haja um deslocamento lateral e ascendente do solo, conforme ilustrado no modelo da figura 2. Se o solo ao longo do comprimento da estaca for considerado significativamente mais compressível do que abaixo da base da estaca, os deslocamentos resultam em tensões cisalhantes desprezíveis ao longo de todo o fuste. Nesse cenário, a influência do solo que envolve toda a estaca equivale a uma sobrecarga.

A resistência de ponta é calculada com a seguinte equação:

$$Q_p = A_p \times q_{ult} \quad (1)$$

Onde:

- $A_p$  = é a área da base da estaca,
- $Q_{ult}$  = é a capacidade de carga última do solo na profundidade da base da estaca.

A resistência do atrito lateral é dada por:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n A_i \cdot t_i \quad (2)$$

Onde:

- $A_i$  = é a área transversal da estaca em contato com o solo na profundidade  $i$ ,
- $t_i$  = é o valor de tensão de cisalhamento admissível na profundidade  $i$ .

#### 2.2.1.2 Meyerhof (1951)

Propôs a substituição da sobrecarga do solo localizado acima da estaca por uma sobrecarga incapaz de limitar a ruptura apenas a ponta da estaca, ocorrendo o cisalhamento do solo acima da ponta da estaca, conforme pode-se observar na figura 2.

A resistência de ponta é calculada com a seguinte equação:

$$Q_p = cN_c + q \times N_q \quad (3)$$

Onde:

- $c$  = é a coesão do solo na profundidade da ponta da estaca,
- $q$  = é a pressão efetiva vertical na profundidade da ponta da estaca,
- $N_c$  e  $N_q$  = são fatores de capacidade de carga obtidos de tabelas ou gráficos, que dependem do ângulo de atrito interno do solo e da geometria da estaca.

A resistência do atrito lateral é dada por:

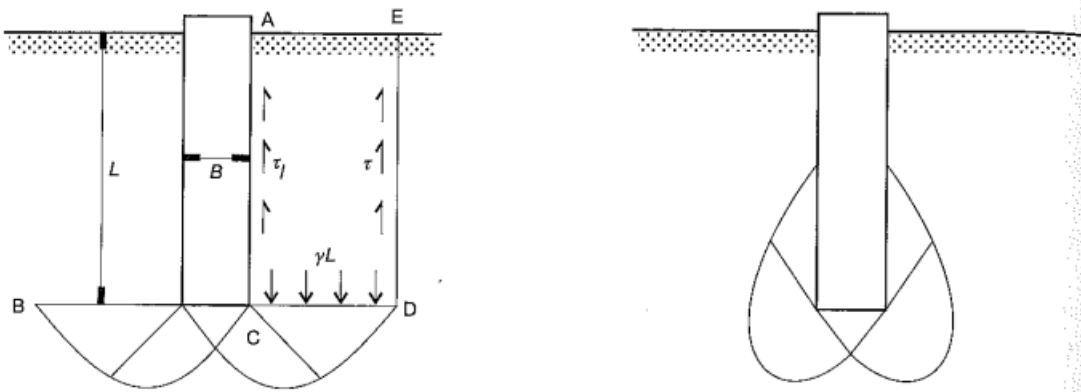
$$Q_s = \sum_{i=1}^n c' \times A_i + q \times N_\gamma \times \sum_{i=1}^n L_i \quad (4)$$

Onde:

- $c'$  = é a coesão efetiva do solo na profundidade da estaca,
- $A_i$  = é a área transversal da seção da estaca em contato com o solo,
- $N_\gamma$  = é um fator de capacidade de carga para atrito lateral,
- $L_i$  = é o comprimento de contato da estaca com o solo,

- $n =$  é o número de camadas de solo atravessadas pelas estacas.

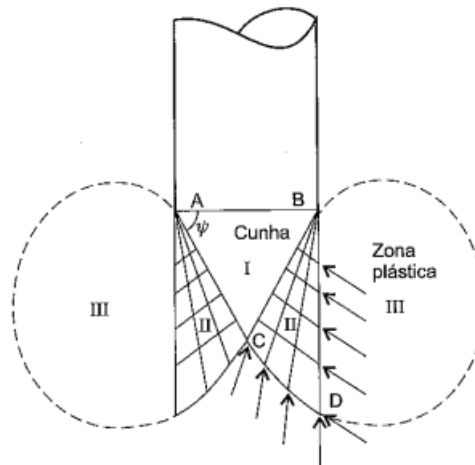
Figura 2 - Modelo Terzaghi e Meyerhof.



Fonte: Brito (2018).

No entanto, Vesic em 1972, concluiu que a rigidez do material da estaca também é um fator que influencia na ruptura, diferente do entendimento que havia até então, em que o único fator determinante era a resistência do solo.

Figura 3 - Modelo Vesic.



Fonte: Brito (2018).

Com isso, Vesic sugere que a resistência de ponta ( $q_p$ ) seja calculada da seguinte maneira:

$$q_p = cN_c + \sigma_0 \times N_\sigma \quad (5)$$

Onde:

$$\sigma_0 = \frac{1 + 2K_0}{3} \times \sigma'_v \quad (6)$$

- $K_0$  = coeficiente de empuxo ao repouso;
- $\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva no nível da ponta da estaca;
- $N_c, N_\sigma$  = fatores de capacidade de carga, calculados em função do ângulo de atrito interno e da rigidez do solo;
- $c$  = coesão do solo.

Para se determinar o atrito lateral unitário ( $\tau_l$ ), é considerado com a soma de duas parcelas, conforme a equação 7.

$$\tau_l = c_a + \sigma_h \times tg \delta \quad (7)$$

Onde:

- $c_a$  = é a aderência entre a estaca e o solo;
- $\sigma_h$  = é a tensão horizontal média na superfície lateral da estaca;
- $\delta$  = é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

Para solos granulares, adota-se  $tg \delta = tg \varphi'$ , em que  $\varphi'$  é o ângulo de atrito interno do solo amolgado em termos de tensões efetivas. Nesses casos,  $c_a$  é nulo. A tensão horizontal  $\sigma_h$  está relacionada com a tensão vertical efetiva na profundidade, anteriormente a execução da estaca por meio de um coeficiente de empuxo  $K_s$ . Assim, a equação pode ser representada também da seguinte forma:

$$\tau_l = K_s \times \sigma'_v \times tg \varphi' \quad (8)$$

Para estacas curtas e cravadas em longas profundidades de areia, o coeficiente  $K_s$ , se aproxima do coeficiente de empuxo passivo, onde temos que,

$$K_p = tg^2 \times \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (9)$$

### 2.2.2 Métodos semiempíricos

Com os métodos semiempíricos, faz-se a tentativa de correlacionar através de formulações os dados obtidos em ensaios de campo e o desempenho da fundação, de acordo com as características de cada método de investigação geotécnica e tipo de solo de cada região. No Brasil, a investigação geotécnica mais utilizada é o SPT,

em que projetistas calculam a capacidade de carga da fundação com base nos resultados obtidos na sondagem à percussão, que, de acordo com Militsky (1986), “a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a engenharia do SPT”.

#### 2.2.2.1 Método de Meyerhof (1956)

Pioneiro na proposta para calcular a capacidade de carga das fundações por meio do ensaio de sondagem à percussão, Meyerhof propôs:

Estacas cravadas até uma profundidade  $D$  em solo do tipo arenoso, a resistência unitária de ponta ( $\text{kgf/cm}^2$ ) é:

$$q_{p,ult} = \frac{0,4ND}{B} \leq 4N \quad (10)$$

Onde:

- $N$  = número de golpes para os 30cm finais do SPT a cada metro;
- $B$  = Diâmetro ou maior comprimento da seção transversal da estaca.

A resistência unitária por atrito lateral ( $\text{kgf/cm}^2$ ) é dado por:

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{50} \quad (11)$$

$\bar{N}$  = média dos  $N$  ao longo do fuste.

- Em siltes não plásticos, considera-se como limite superior da resistência de ponta ( $\text{kgf/cm}^2$ ):

$$q_{p,ult} = 3N \quad (12)$$

- Em caso de estacas escavadas em solos não coesivos, a resistência de ponta é dada por um terço das equações 10 e 12. E, para encontrar a resistência lateral, o valor é obtido pela metade da equação 11.
- Para estaca do tipo Franki (base alargada), a resistência de ponta é dada pelo dobro dos valores obtidos pelas equações 10 e 12.

- Em caso de as propriedades da camada de suporte arenosa alterar próximas a ponta da estaca, considera-se  $N$  como sendo um valor médio calculado em quatro diâmetros acima e um abaixo da ponta da estaca.
- Se a camada de suporte arenosa estiver acima de uma camada de menor resistência e a espessura ( $H$ ) entre a ponta da estaca e o topo da camada de menor resistência for menor do que a espessura  $10B$ , a resistência da ponta da estaca será:

$$q_{p,ult} = q_0 + \frac{(q_1 - q_0)H}{10B} \leq q_1 \quad (13)$$

Onde:

- $q_0$  = resistência limite na camada fraca inferior;
- $q_1$  = resistência limite na camada resistente.

#### 2.2.2.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

Esse método comparou investigações geotécnicas com resultados de provas de carga. Inicialmente, o método proposto por Aoki e Velloso em 1975 estava baseado na utilização do ensaio de cone (*CPT - Cone Penetration Test*) para obter os parâmetros geotécnicos do solo, inclusive, uma variação do equipamento (*CPTu - Cone Penetration Test Undrained*) permite estimar a resistência não drenada ( $c_u$ ), que é importante para solos coesivos.

Posteriormente, houve uma adaptação desse método para utilizar o ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), que é mais amplamente disponível e utilizado em muitos locais. O SPT fornece dados sobre a resistência à penetração do solo através de uma amostra padronizada obtida por percussão, e esses dados podem ser usados para estimar os parâmetros do solo necessários para o cálculo da capacidade de carga da estaca.

$$Q_{ult} = A_b \times q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \times \Delta l \quad (14)$$

$$= \frac{A_b \times q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \times \Delta l \quad (15)$$

Onde,  $F1$  e  $F2$  são fatores de escala e execução.

A equação 16 obteve-se a partir das correlações entre CPT e SPT, como mostram as equações 17 e 18, para uso desse método com resultados do ensaio SPT:

$$q_c = KN \quad (16)$$

$$\tau_c = a \times q_c = \alpha \times K \times N \quad (17)$$

$$Q_{ult} = A_b \times \frac{KN_l}{F1} + U \sum \frac{\alpha KN_p}{F2} \times \Delta l \quad (18)$$

O coeficiente K é transformação da resistência de ponta do cone para  $N_{SPT}$ . O coeficiente  $\alpha$  é a relação entre as resistências por atrito lateral local e de ponta. Os valores dos coeficientes K e  $\alpha$  podem ser extraídos da tabela 1, do método de Aoki-Veloso. Além disso, adota-se  $F2= 2F1$ , em que pode-se extrair os valores a partir da tabela 2:

Tabela 1- Coeficientes K e  $\alpha$  segundo Aoki-Veloso (1975).

Tipo de solo	k (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Brito (2018)

Tabela 2 - Coeficientes F1 e F2 segundo Aoki-Veloso (1975) e Veloso et al (1978).

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6
Raiz*	2	4
Hélice Continua*	2	4
Ômega*	2	4

\* Valores estimados por estudos posteriores;

Fonte: Brito (2018).

É válido enfatizar que o método de Aoki e Veloso foi proposto inicialmente para estacas Franki, pré-moldadas de concreto, metálicas e escavadas.

### 2.2.2.3 Método de Décourt e Quaresma (1978)

De acordo com os autores, o método é estritamente baseado em resultados obtidos no ensaio SPT.

O Método Décourt e Quaresma, concebido em 1978, é uma abordagem renomada na engenharia geotécnica para avaliar a capacidade de carga de estacas cravadas em solos coesivos. Este método se tornou amplamente utilizado devido à sua simplicidade e eficácia prática, oferecendo uma ferramenta confiável para engenheiros no dimensionamento de fundações em condições desafiadoras.

Ao aplicar o Método Décourt e Quaresma, os engenheiros se baseiam em princípios fundamentais da mecânica dos solos, especialmente no que diz respeito à interação entre a estaca e o solo circundante. Essa interação é crucial para entender como a estaca irá suportar as cargas impostas sobre ela.

Para utilizar este método, é necessário primeiro determinar os parâmetros geotécnicos do solo, como a coesão (C) e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), através de ensaios de campo ou laboratório. Em seguida, a estaca é modelada de forma simplificada, considerando-a como um cilindro com uma superfície lateral.

O cálculo da capacidade de carga da estaca envolve a análise separada da contribuição da ponta da estaca e do atrito lateral. Essas contribuições são então somadas para obter a capacidade de carga total da estaca.

Assim, a equação de capacidade de carga é dada por:

$$Q_u = \alpha \times K \times N_p \times A_p + U \times \beta \times \sum 10 \times \left( \frac{N_m}{3} + 1 \right) \times \Delta L \quad (19)$$

Onde:

- $N_p$  =  $N_{SPT}$  médio da ponta;
- $A_p$  = seção transversal da ponta da estaca;
- $K$  = coeficiente de resistência de ponta  $N_p$  em função do tipo de solo;
- $\alpha$  e  $\beta$  = coeficientes que variam de acordo com cada tipo de estaca e de solo;
- $U$  = perímetro da estaca;
- $N_m$  =  $N_{SPT}$  médio ao longo do fuste.

Os valores dos coeficientes  $K$ ,  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser extraídos a partir das tabelas 3, 4 e 5, respectivamente:

Tabela 3 - Coeficiente K segundo Décourt- Quaresma (1978).

Tipo de solo	K (kN/m <sup>2</sup> )
Argilas	120
Siltos Argilosos (solos residuais)	200
Siltos Arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Fonte: Brito (2018).

Tabela 4 - Coeficiente  $\alpha$  segundo Quaresma et, al (1996).

Solo/estaca	Cravada	Ecavada (em geral)	Ecavada (com betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos Residuais	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Brito (2018).

Tabela 5 - Coeficiente  $\beta$  segundo Quaresma et, al (1996).

Solo/estaca	Cravada	Ecavada (em geral)	Ecavada (com betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos Residuais	1,00	0,60	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Brito (2018).

#### 2.2.2.4 Método de Velloso (1981)

Embora ambos os métodos, o de Velloso e o de Aoki e Velloso, sejam utilizados para a análise da capacidade de carga de estacas em solos coesivos, existem algumas diferenças significativas entre eles.

O método de Velloso utiliza uma abordagem semiempírica para calcular a capacidade de carga das estacas em solos coesivos. Ele considera tanto a resistência de ponta da estaca quanto o atrito lateral ao longo de seu comprimento.

Por outro lado, o método de Aoki e Velloso também considera a resistência de ponta da estaca e o atrito lateral, mas pode ter uma abordagem mais simplificada ou direcionada a determinadas condições geotécnicas específicas, onde a camada de solo coesivo é uniforme, as variações de tensão são mínimas e a estabilidade contra o escorregamento é satisfatória.

Ambos os métodos requerem a obtenção dos parâmetros geotécnicos do solo, como coesão (C) e ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), por meio de ensaios de campo ou laboratório. No entanto, os métodos podem ter diferenças nos parâmetros específicos utilizados ou nas formas de obtenção desses dados.

Enquanto o método de Velloso é amplamente aplicável e reconhecido na prática de engenharia geotécnica, o método de Aoki e Velloso pode ter uma aplicação mais específica ou limitada, dependendo das condições geotécnicas, de coesão do solo, variações de tensão e de estabilidade contra escorregamento.

De acordo com esse método, a capacidade de carga, com comprimento L, diâmetro de fuste D e diâmetro da base  $D_b$ , é dada por:

$$Q_u = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (20)$$

Onde:

- $Q_{p,ult}$  = resistência de ponta;
- $Q_{l,ult}$  = resistência por atrito lateral.

A resistência de ponta é dada por:

$$Q_{p,ult} = A_p \times \alpha \times \beta \times q_{p,ult} \quad (21)$$

A resistência por atrito lateral é dada por:

$$Q_{l,ult} = U \times \alpha \times \lambda \sum \tau_{l,ult} \times \Delta l_i \quad (22)$$

Onde:

- $U$  = perímetro da seção transversal do fuste;
- $A_p$  = Área de ponta da estaca;
- $\alpha$  = Fator da execução da estaca ( $\alpha= 1$  para estacas cravadas e  $\alpha=0,5$  para estacas escavadas);
- $\lambda$  = Fator de carregamento ( $\lambda= 1$  para estacas comprimidas);
- $\beta$  = Fator da dimensão da base (equação 23), sendo  $b$  o diâmetro da ponta do cone.

$$\beta = 1,016 - 0,016 \frac{Db}{b} \quad (23)$$

Esse método estabelece que para se obter as resistências unitárias por atrito de ponta ( $q_{p,ult}$ ) e lateral ( $\tau_{l,ult}$ ) necessita dos resultados do SPT para empregar nas seguintes equações:

$$q_{p,ult} = a' \times N^b \quad (24)$$

$$\tau_{l,ult} = a \times N^b \quad (25)$$

Onde:

- $a, b, a'$  e  $b'$  = parâmetros que relacionam os resultados do SPT e CPT, que tem valores variados dependendo do tipo de solo e que podem ser extraídos a partir da tabela 6.

Tabela 6 - Valores dos parâmetros a,b,a' e b' segundo Velloso (1981).

Tipo de solo	Ponta		Atrito lateral	
	a (tf/m <sup>2</sup> )	b	a' (tf/m <sup>2</sup> )	b'
Areias sedimentares submersas	60,00	1,00	0,50	1,00
Argila sedimentares submersas	25,00	1,00	0,63	1,00
Solos residuais de gnaiss arenossiltosos	50,00	1,00	0,85	1,00
Solos residuais de gnaiss arenossiltosos submersos	40,00	1,00	0,80	1,00
	47,00	0,96	1,21	0,74

Fonte: Brito (2018).

#### 2.2.2.5 Método de Teixeira (1996)

Durante a década de 1990, a engenharia geotécnica estava enfrentando desafios crescentes devido ao desenvolvimento de projetos de infraestrutura mais complexos e à necessidade de construir em terrenos com condições de solo desafiadoras. Isso impulsionou a pesquisa para métodos mais precisos e confiáveis para estimar a capacidade de carga do solo, um parâmetro fundamental para o projeto seguro e econômico de fundações para edifícios, pontes e outras estruturas.

O método desenvolvido por Teixeira em 1996 pode ser visto como uma resposta a essas necessidades. Seu trabalho focou em aprimorar as estimativas da capacidade de carga do solo. Este método abordou limitações de técnicas existentes, como as fórmulas clássicas de Terzaghi ou as modificações de Meyerhof e Hansen, introduzindo ajustes baseados em dados experimentais mais recentes ou em uma nova interpretação dos mecanismos de falha do solo.

Esse método define matematicamente a capacidade de carga à compressão de uma estaca pela equação 26:

$$Q_u = \alpha \times N_b \times A_p + U \times \beta \times N_l \times L \quad (26)$$

Onde:

- $\alpha$  = parâmetro que varia com o solo e tipo de estaca;
- $\beta$  = parâmetro que varia com o tipo de estaca;
- $U$  = perímetro da estaca;
- $A_p$  = seção transversal da ponta da estaca;

- $N_p$  = Valor do  $N_{SPT}$  médio nos 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo;
- $N_l$  = Valor do  $N_{SPT}$  médio ao longo do fuste da estaca;
- $L$  = comprimento da estaca.

Os valores dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser extraídos da tabela 7.

Tabela 7 - Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  segundo Velloso (1996).

Solo↓	Tipo de Estaca→	I	II	III	IV
		Argila siltosa	11	10	10
Silte Argiloso		16	12	11	11
Argila arenosa		21	16	13	14
Silte arenoso		26	21	16	16
areia argilosa		30	24	20	19
areia siltosa		36	30	24	22
areia		40	34	27	26
Areia com pedregulhos		44	38	31	29
Valores de $\beta$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de estaca		0,4	0,5	0,4	0,6

\* Tipo de estaca: I - Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; II - Estacas tipo Franki; III - Estacas escavadas a céu aberto; IV - Estacas-raiz.

Fonte: Brito (2018).

#### 2.2.2.6 Método de Alonso (1996)

Alonso, percebendo as limitações dos métodos existentes que muitas vezes não abordavam adequadamente as complexas interações solo-estrutura ou as características anisotrópicas e heterogêneas dos solos, propôs uma abordagem que poderia integrar mais eficazmente esses fatores. Seu método buscava oferecer uma formulação mais precisa e confiável, o que era essencial para fundações mais seguras.

Este método expandiu os modelos tradicionais, incorporando avanços no entendimento dos comportamentos dos solos sob cargas variadas e influências de longo prazo, como a consolidação e a plasticidade. O trabalho de Alonso incluiu uma análise mais detalhada das condições de contorno e das propriedades mecânicas dos solos.

Nesse método, a carga de ruptura é encontrada pela soma de atrito lateral e de ponta, que são obtidas pelas equações 27 e 28, respectivamente:

$$Q_{l,ult} = U \sum \tau_{l,ult} \times \Delta l \quad (27)$$

$$Q_{p,ult} = A_p \times q_{p,ult} \quad (28)$$

Onde:

- $U$  = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;
- $\Delta l$  = trecho em que o atrito lateral unitário  $\tau_l$  é constante.
- $\tau_{l,ult}$  = Resistência lateral unitária;
- $q_{p,ult}$  = Resistência de ponta unitária.

A resistência unitária por atrito lateral da estaca se dá por:

$$\tau_{l,ult} = \alpha \times f \leq 200KPa \quad (29)$$

A resistência unitária de ponta se dá por:

$$q_{p,ult} = \beta' \times \frac{T_{mín}^{(1)} + T_{mín}^{(2)}}{2} \quad (30)$$

Onde:

- $\alpha$  = coeficiente de atrito lateral;
- $\beta'$  = parâmetro em função do tipo de solo;
- $f$  = atrito;
- $T_{mín}^1$  = média aritmética dos valores de torque mínimo (kgf.m) do trecho 8D;
- $T_{mín}^2$  = média aritmética dos valores de torque mínimo (kgf.m) do trecho 3D;

Para obter o valor de  $f$ , temos:

$$f = \frac{T_{máx}}{0,18} (KPa) \quad (31)$$

As equações 32 e 33 definem correlações entre os ensaios SPT e SPT-T, para cálculo do atrito lateral e resistência de ponta:

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2N \text{ e } T_{m\acute{i}n} = 1,0N \quad (32)$$

$$T_{m\acute{a}x} = 1,13N \text{ e } T_{m\acute{i}n} = 0,98N \quad (33)$$

Nas tabelas 8 e 9, têm-se os limites de  $\tau_{l,ult}$  e valores de  $\alpha$  e de  $\beta'$ , respectivamente:

Tabela 8 - Limites de  $\tau_{l,ult}$  e valores de  $\alpha$  de acordo com Alonso (1996).

Região	$\tau_{l,ult}$	$\alpha$
Bacia sedimentar de São Paulo	$\leq 200$ kPa	0,65
Formação Guabirota	$\leq 80$ kPa	0,65
Cidade de Serra- ES	$\leq 200$ kPa	0,76

Fonte: Brito (2018).

Tabela 9 - Valores de  $\beta'$  de acordo com Alonso (1996).

Região	$\beta'$		
	Areia	Silte	Argila
Bacia sedimentar de São Paulo	200,00	150,00	100,00
Formação Guabirota	-	-	80,00
Cidade de Serra- ES	260,00	195,00	130,00

Fonte: Brito (2018).

### 2.3 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

A estaca hélice contínua é um tipo de fundação profunda utilizada para suportar estruturas como edifícios, pontes, torres e outras construções. O equipamento para a execução é composto por uma haste metálica oca com uma hélice na extremidade inferior, que é instalada no solo por meio de rotação. O processo de instalação envolve a perfuração do solo com a haste giratória enquanto a hélice corta e desloca o solo para fora, criando um furo contínuo. O concreto é injetado através do centro da haste, preenchendo o espaço vazio deixado pela hélice e formando uma coluna de concreto contínua.

As estacas hélice contínua são especialmente úteis em solos coesivos, como argila e silte, e podem ser usadas em solos granulares, dependendo das condições

específicas do local. Elas oferecem várias vantagens, incluindo: alta capacidade de carga, menor geração de ruído e vibração, menor geração de resíduos, possibilidade de instalação em ângulos e profundidades variáveis e rápida execução.

Devido a essas vantagens, as estacas hélice contínua são amplamente utilizadas em uma variedade de projetos de construção, proporcionando uma fundação sólida e confiável para as estruturas acima delas. Na figura a seguir, pode-se visualizar as estacas hélices contínuas já cravadas para dar prosseguimento nos blocos e vigas do cintoamento.

Figura 4 - Fundação em estaca hélice contínua.



Fonte: Autores (2024).

### 2.3.1 Processos executivos da estaca hélice contínua

#### 2.3.1.1 Projeto e Planejamento:

O projeto de estaca hélice contínua envolve a análise do solo, definição de parâmetros de projeto como carga e profundidade, seleção de equipamentos, dimensionamento da estaca e análise de capacidade de carga. Reforços adicionais podem ser necessários em alguns casos.

##### 2.3.1.1.1 Estudo do Solo:

Envolve a realização de investigações geotécnicas para entender as características do solo, incluindo sua resistência, coesão, granulometria, entre outros.

#### 2.3.1.1.2 Determinação das Especificações:

Com base nos dados do estudo do solo e nos requisitos do projeto, são definidas as especificações das estacas, como diâmetro, comprimento e espaçamento.

#### 2.3.1.1.3 Projeto Geotécnico:

Engenheiros civis utilizam software especializado para projetar as estacas de acordo com as cargas que elas devem suportar e as condições do solo.

### 2.3.1.2 Preparação do Local

A preparação do terreno para execução da estaca hélice contínua geralmente envolve algumas etapas básicas. Uma vez que o terreno está preparado e as análises geotécnicas estão completas, o equipamento é mobilizado para o local e a execução da estaca hélice contínua pode iniciar. Na figura 5, têm-se um exemplo de demarcações das estacas, preparando o local para perfuração.

#### 2.3.1.2.1 Limpeza do Terreno:

Remoção de vegetação, detritos e outros obstáculos que possam interferir na instalação das estacas.

#### 2.3.1.2.2 Marcação do Local:

Os pontos onde as estacas serão instaladas são marcados de acordo com o layout do projeto.

Figura 5 - Marcação do local para perfuração de estaca hélice contínua.



Fonte: Autores (2024).

### 2.3.1.3 Equipamentos

Para a execução da estaca hélice contínua, são necessários alguns equipamentos específicos. Um dos principais é a sonda de perfuração, que é utilizada para fazer a perfuração no solo até a profundidade desejada. Além disso, é necessário um equipamento de hélice, que consiste em uma haste com uma lâmina em espiral na extremidade, responsável por escavar o solo e criar o furo para a estaca. Outros equipamentos importantes incluem bombas de concreto para injetar o concreto no furo, misturadores de concreto para preparar a mistura e equipamentos de controle de pressão e velocidade de rotação para garantir a qualidade da instalação da estaca. Na figura 6, têm-se um modelo de perfuratriz.

#### 2.3.1.3.1 Máquina de Perfuração:

Utilizada para perfurar o solo e instalar as estacas, essa máquina é equipada com uma haste rotativa e uma cabeça de hélice.

### 2.3.1.3.2 Equipamentos de Mistura e Bombeamento de Concreto: São necessários para preparar e injetar o concreto nas estacas.

Figura 6 - Máquina de perfuração das estacas (perfuratriz).



Fonte: Autores (2024).

### 2.3.1.4 Perfuração e Inserção da Hélice

Durante a perfuração, a broca helicoidal — um longo eixo equipado com lâminas em espiral — é inserida no solo, girando enquanto avança. Este movimento espiral permite que a broca corte através do solo, removendo o material escavado e transportando-o à superfície. Este processo contínuo evita a necessidade de escavação manual e minimiza o colapso das paredes do furo de perfuração.

Após alcançar a profundidade desejada, a etapa de concretagem começa imediatamente. Enquanto a broca é gradualmente retirada, concreto é bombeado através do eixo central oco da broca, preenchendo o espaço vazio deixado pela remoção da hélice. Esta inserção de concreto ocorre de baixo para cima, garantindo que o concreto preencha completamente o perfil da perfuração e desloque qualquer material solto.

Nas figuras 7 e 8, mostra-se o processo de perfuração da estaca hélice contínua.

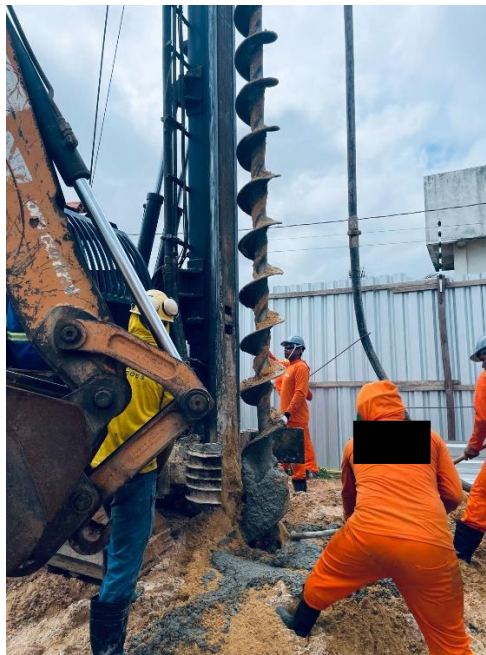
#### 2.3.1.4.1 Posicionamento da Máquina:

A máquina de perfuração é posicionada no local de acordo com as marcações feitas anteriormente.

#### 2.3.1.4.2 Início da Perfuração:

A haste com a cabeça de hélice é lentamente inserida no solo enquanto é girada, criando um furo contínuo.

Figura 7 - Perfuração da estaca hélice contínua.



Fonte: Autores (2024).

Figura 8 - Inserção da armadura da estaca.



Fonte: Autores (2024).

#### 2.3.1.5 Injeção de Concreto

A injeção de concreto é uma etapa crítica no processo de instalação das estacas hélice contínua, que garante a formação efetiva da estaca no solo.

O concreto utilizado na injeção é especialmente formulado para fluir facilmente e preencher completamente o perfil da perfuração, enquanto mantém características de resistência adequadas após a cura. A velocidade de bombeamento e a retirada da broca são cuidadosamente controladas para assegurar que o concreto preencha de maneira homogênea desde a base até a superfície, formando uma coluna de concreto contínua e íntegra.

Este método de injeção contínua é eficiente para garantir a estabilidade da estaca e evitar o colapso das paredes do furo, proporcionando uma fundação robusta e confiável para diversas aplicações estruturais. Na figura 9, há um exemplo de controle da pressão e velocidade de bombeamento do concreto.

#### 2.3.1.5.1 Bombeamento do Concreto:

Enquanto a haste é retirada do solo, o concreto é bombeado através do centro da haste para preencher o furo deixado pela hélice.

#### 2.3.1.5.2 Controle da Pressão e Velocidade:

A pressão e a velocidade de bombeamento do concreto são controladas para garantir que o furo seja preenchido uniformemente e sem vazios.

Figura 9 - Controle da pressão e velocidade do bombeamento de concreto.



Fonte: Brito (2018).

#### 2.3.1.6 Armação da estaca

A armadura de aço é projetada para fornecer suporte estrutural adicional à estaca, especialmente em áreas de tensão ou sob cargas laterais. É inserida de forma contínua e coordenada com o processo de injeção de concreto, garantindo sua aderência completa ao concreto fresco.

Essa etapa é fundamental para garantir a integridade e a durabilidade da estaca, permitindo que ela suporte as cargas projetadas de forma segura e eficaz.

##### 2.3.1.6.1 Adição de Armaduras:

Em algumas situações, como em solos de baixa resistência ou em estacas que suportarão cargas pesadas, armaduras de aço podem ser adicionadas para reforçar a estaca.

### 2.3.1.7 Acabamento

O acabamento da estaca hélice contínua é a etapa final do processo de instalação, que envolve a realização de operações para garantir a uniformidade e a integridade da superfície da estaca. Isso pode incluir a remoção de qualquer excesso de concreto na parte superior da estaca para obter um acabamento nivelado e uniforme. Além disso, eventuais defeitos na superfície da estaca podem ser corrigidos para garantir sua conformidade com os requisitos de projeto. Esta etapa é crucial para assegurar a qualidade e a funcionalidade da estaca como parte da fundação da estrutura, contribuindo para sua estabilidade e durabilidade ao longo do tempo.

#### 2.3.1.7.1 Nivelamento e Alisamento:

O topo da estaca é nivelado e alisado para garantir uma superfície adequada para a conexão com a estrutura que será construída sobre ela.

#### 2.3.1.7.2 Cuidados com a Segurança:

Medidas de segurança são tomadas durante todo o processo para garantir a integridade dos trabalhadores e a qualidade da obra.

### 2.3.1.8 Inspeção e Testes

Esses procedimentos são essenciais para garantir que a estaca hélice contínua atenda aos requisitos de segurança, qualidade e desempenho estabelecidos. Ao fornecer uma base sólida e confiável para a estrutura, esses testes garantem a integridade estrutural e a durabilidade da fundação ao longo do tempo.

#### 2.3.1.8.1 Inspeção Visual:

São realizadas inspeções visuais para verificar se as estacas foram construídas de acordo com as especificações do projeto.

#### 2.3.1.8.2 Prova de Carga:

São realizados testes de carga para verificar a capacidade de carga das estacas e garantir sua adequação para o uso pretendido. Isso ocorre quando, os cálculos teóricos não fornecem conclusões definitivas ou quando há dúvidas sobre a capacidade de carga estimada das estacas; em projetos com condições geotécnicas especiais, cargas atípicas ou características estruturais que exigem uma validação experimental da capacidade de carga das estacas; em locais onde as condições do solo são complexas ou incomuns, e a caracterização precisa do solo é desafiadora; quando é necessário verificar se as estacas atendem aos critérios de projetos estabelecidos pelas normas técnicas ou pelo projeto da estrutura.

## 2.4 ENSAIO SPT

A execução das sondagens à percussão segue as diretrizes da norma ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. NBR 6484:2020.

O método da sondagem à percussão consiste em um amostrador-padrão que deve descer livremente no furo de sondagem até ser apoiado suavemente no fundo da perfuração.

A cada metro de perfuração, a partir de 1 metro de profundidade, foram coletadas amostras dos solos por meio do amostrador padrão, com execução de SPT.

Após o posicionamento do amostrador padrão conectado à composição de cravação, coloca-se a cabeça de bater e utilizando-se o tubo de revestimento / haste de perfuração como referência, marca-se na haste, com giz, um segmento de 45 cm dividido em três trechos iguais de 15cm.

Em seguida, o martelo deve ser apoiado suavemente sobre a cabeça de bater, anotando-se eventual penetração do amostrador no solo. Não tendo ocorrido igual ou maior penetração do que 45 cm, prossegue-se a cravação do amostrador padrão até completar os 45 cm de penetração, por meio de impactos sucessivos do martelo padronizado (65 kg), caindo livremente de uma altura de 75 cm, anotando-se, separadamente, o número de golpes necessários à cravação de cada segmento de 15 cm do amostrador-padrão.

Salienta-se ainda que a penetração de 15 cm é o número de referência e que em função das características estratigráficas podem ocorrer penetrações diferentes deste valor de referência (15 cm), devendo, portanto, ser registrado o número de golpes pelo real comprimento de penetração, que neste caso pode ser superior aos 15 cm comentados.

A cravação do amostrador-padrão será interrompida antes de 45 cm de penetração sempre que ocorrer uma das seguintes situações:

- a) solicitação escrita do cliente;
- b) atingir o impenetrável a percussão ou à lavagem segundo critério de paralisação (item 5.2.4 da norma NBR 6484:2020).

O NSPT é determinado pela somatória do número de golpes necessários para cravar os últimos 30 centímetros (ou 12 polegadas) da amostra de solo no ensaio SPT. A norma NBR 6484:2020 relaciona o nº de golpes (NSPT) com consistência e

compacidade dos solos em função de sua estratigrafia. A seguir são apresentadas as tabelas 10 e 11, que buscam classificar os solos a partir do NSPT.

Tabela 10 - Classificação dos solos (argilas e siltes argilosos) conforme NBR 6484/2020.

<b>ARGILAS E SILTES ARGILOSOS</b>	
<b>ÍNDICE DE PENETRAÇÃO</b>	<b>DESIGNAÇÃO</b>
≤ 2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Média
11 a 19	Rija
20 a 30	Muito rija
> 30	Dura

Fonte: NBR 6484 (2020).

Tabela 11 - Classificação dos solos (areias e siltes arenosos) conforme NBR 6484/2020.

<b>AREIAS E SILTES ARENOSOS</b>	
<b>Índice de penetração</b>	<b>Designação</b>
≤ 4	Fofa
5 a 8	Pouco compacta
9 a 18	Medianamente compacta
19 a 40	Compacta
> 40	Muito compacta

Fonte: NBR 6484 (2020).

Na figura 10, tem-se o registro fotográfico da execução do furo de sondagem.

Figura 10 - Execução do furo de sondagem.



Fonte: Autores (2024).

### 3. METODOLOGIA

Implementou-se uma metodologia baseada em pesquisa de caráter observatório, envolvendo coleta e análise de dados em artigos, normas técnicas da ABNT, projetos e dados técnicos da obra em questão.

O objeto do estudo foi alcançado por intermédio da análise de projetos de fundação com o acompanhamento do seu processo executivo, registros fotográficos, relatórios de obra, coleta de informações “*in loco*”.

A metodologia consiste em quantificar o material e tempo necessário para a execução da fundação em estaca hélice contínua de um edifício (torre) construído em alvenaria estrutural. A quantificação foi realizada em dois projetos geotécnicos diferentes, calculados por projetistas distintos, para o mesmo edifício. Os projetos são denominados ao longo do trabalho como projeto 01 e projeto 02.

É válido ressaltar que não está sendo discutido e questionada a qualificação dos profissionais e empresas envolvidas nos projetos, tendo unicamente o intuito de analisar as características de cada projeto.

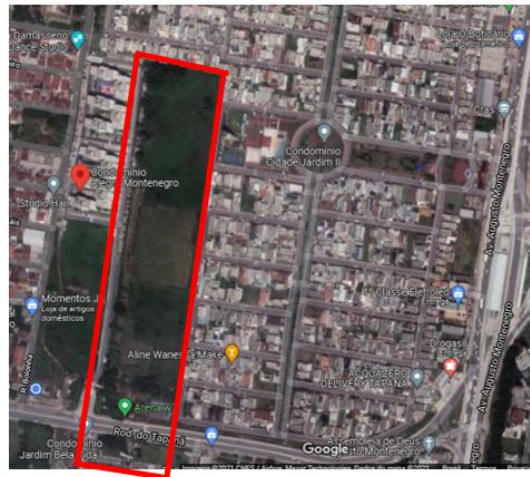
#### 3.1 DELIMITAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Por questão de maior compreensão dos objetivos, este trabalho será aqui delimitado e sua área de estudo será caracterizada.

##### 3.1.1 Delimitação

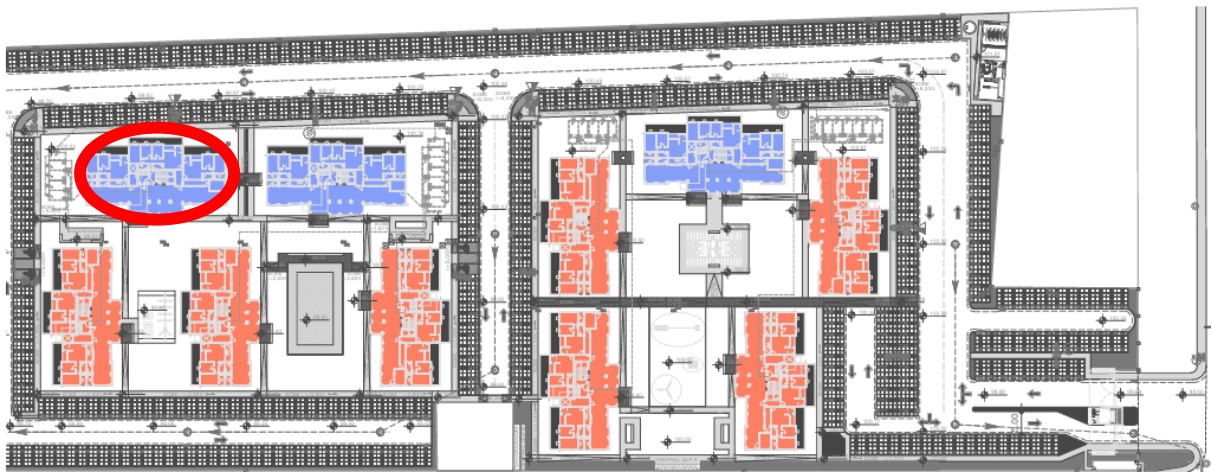
Este trabalho se limita a um estudo de caso do projeto e execução da fundação em estaca hélice contínua de uma obra de médio padrão, composto por 10 torres. Os prédios estão sendo construídos em alvenaria estrutural de blocos de concreto, tendo a fundação em estaca hélice contínua monitorada. O empreendimento para o qual foi desenvolvido esse estudo localiza-se na cidade de Belém, capital do estado do Pará, região Norte do Brasil. Nas figuras 11 e 12, têm-se a localização do empreendimento e a implantação indicando qual torre está sendo analisada, respectivamente.

Figura 11 – Localização do empreendimento.



Fonte: Google Earth (2024).

Figura 12 - Implantação do empreendimento.



Fonte: Autores (2024).

### 3.1.2 Caracterização da área de estudo e do projeto

A península de Belém possui complexo sistema hidrográfico, sendo formado por baías, furos e ilhas. A cidade de Belém encontra-se edificada sob uma península fluvial contornada ao sul pelo rio Guamá e a oeste pela baía do Guajará.

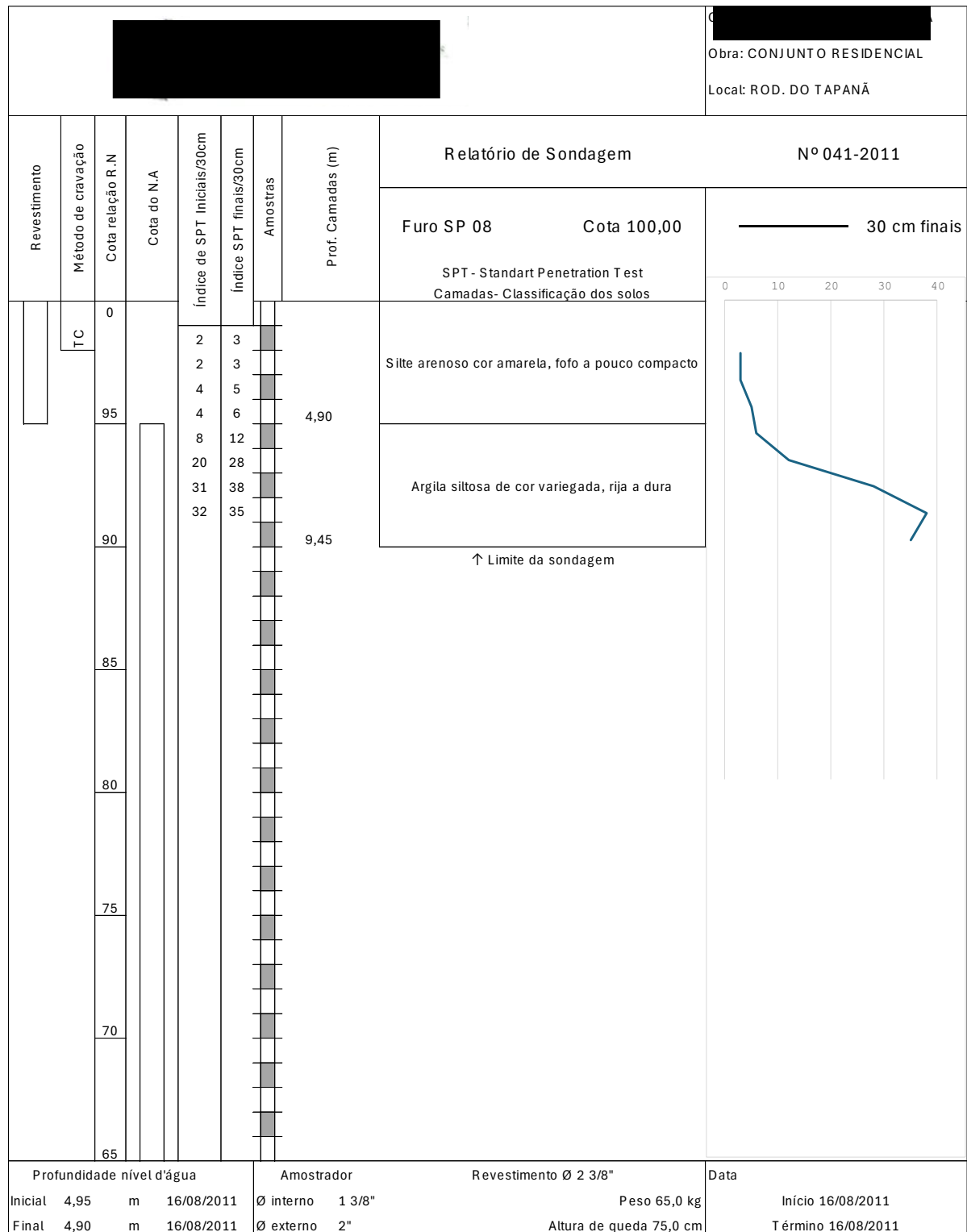
A obra está localizada a 500 metros da Rodovia Augusto Montenegro, uma das principais avenidas de Belém, que desempenha papel fundamental no acesso à região metropolitana.

Para a elaboração do projeto 01 foi realizada uma investigação geotécnica por meio de ensaios de sondagem à percussão (ensaio SPT), na qual identificou-se que as primeiras camadas do subsolo apresentavam baixa capacidade de carga. Assim,

optou-se por fundação profunda em estaca hélice contínua monitorada. Posteriormente, foi executada uma segunda campanha de sondagem, para confirmar as características observadas anteriormente dando embasamento ao projeto 02.

No primeiro ensaio, executado pela empresa A, foram realizados 10 furos SPT, sendo um furo em cada torre. Com profundidades de até 11 metros. Tomando como base o relatório de sondagem SP-08 (figura 13), realizado na torre que está sendo analisada, pode-se identificar as camadas do solo, sendo composto por silte arenoso, na cor amarela, fofo a pouco compacto até a cota +4,90. E até a cota +9,45, têm-se uma camada argila siltosa, de cor variegada, rija a dura.

Figura 13 - Relatório de sondagem SP-08.

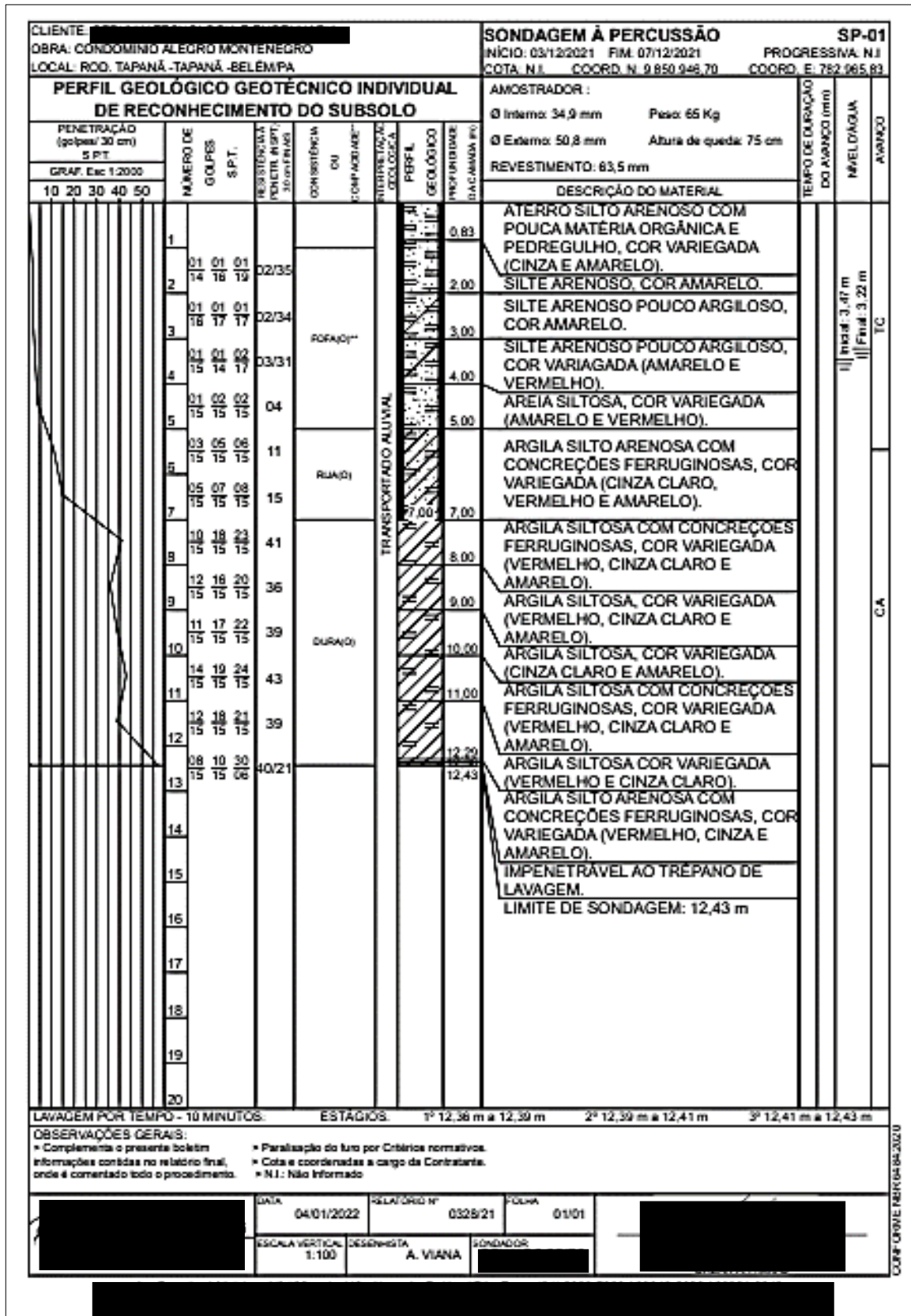


Fonte: Laudo de sondagem empresa A (2011).

No segundo ensaio SPT (ensaio de confirmação), executados pela empresa B, foram realizados 5 furos SPT. Com profundidades variando de até 11,27 metros até 24,45 metros. Tomando como base o relatório de sondagem SP-01 (figura 14),

realizado na mesma torre da sondagem inicial, pode-se identificar as camadas do solo, sendo composto por aterro silto-arenoso, com pouca matéria orgânica e pedregulho, cor variegada (cinza e amarelo) até a cota +0,83. Até a cota +2,00, silte-arenoso, cor amarelo. Até a cota +3,00, silte-arenoso pouco argiloso, cor amarelo. Na cota +4,00, têm-se silte-arenoso pouco argiloso, cor variegada (amarelo e vermelho). Na cota +5,00, areia-siltosa, cor variegada (amarelo e vermelho). Argila silto-arenosa, com concreções ferruginosas, cor variegada (cinza claro, vermelho e amarelo) até a cota +7,00. Na cota +8,00, argila-siltosa com concreções ferruginosas, cor variegada (vermelho, cinza claro e amarelo). Na cota +9,00, argila-siltosa, cor variegada (vermelho, cinza claro e amarelo). Argila-siltosa, cor variegada (cinza claro e amarelo) até a cota +10,00. Na cota +11,00, têm-se argila-siltosa com concreções ferruginosas, cor variegada (vermelho, cinza claro e amarelo). Na cota +12,29, argila-siltosa cor variegada (vermelho e cinza claro). Por fim, na cota +12,36, argila silto-arenosa com concreções ferruginosas, cor variegada (vermelho, cinza e amarelo).

Figura 14 - Relatório de sondagem SP-01.



Fonte: Laudo de sondagem da Empresa B (2021).

É possível observar que os resultados de sondagens, executados no mesmo local da torre em que está sendo feita a análise do presente trabalho, apresentaram comportamento semelhante indicando um solo superficial composto predominantemente por silte e argila com valores aproximados de  $N_{spt}$ .

### 3.2 ANÁLISE COMPARATIVA

Para satisfazer o objetivo deste trabalho, realizou-se uma análise quantitativa do aço e concreto, necessário para a execução dos projetos 01 e 02, referentes ao bloco que foi objeto de estudo, de acordo com o comprimento e quantidade de estacas utilizados por bloco de fundação.

O projetista 01 optou por distribuir os esforços em 117 estacas hélices contínuas, sendo 102 com diâmetro de  $\varnothing 40$  e 15 com diâmetro de  $\varnothing 30$  e comprimentos de 11 metros. A armadura principal é composta por barras de  $\varnothing 16.0$  de 6 metros de comprimento e estribos de  $\varnothing 6.3$  com 0,79 metros de comprimento, sendo utilizado 25 unidades em cada estaca. O consumo total de aço foi estimado em, aproximadamente, 8.505,14 kg. Já o consumo de concreto foi de 225,32 m<sup>3</sup>, de resistência  $f_{ck} = 20$  MPA, *slump* 22±2.

O projetista 02 optou por distribuir os esforços em 106 estacas hélices contínuas, sendo 56 com diâmetro de  $\varnothing 40$  e 50 estacas com diâmetro de  $\varnothing 30$ , com os comprimentos variando de 7 a 11 metros. A armadura principal varia de  $\varnothing 10.0$  a  $\varnothing 12.5$  com 5 metros de comprimento e estribo de  $\varnothing 6.3$  com 0,79 metros de comprimento, sendo utilizado 25 unidades cada estaca. O consumo total de aço foi estimado em, aproximadamente, 3.056,25 kg. A quantidade estimada de concreto foi de 89,75 m<sup>3</sup>, de resistência  $f_{ck} = 30$  MPA, *slump* 22±3.

Dessa forma, é importante ressaltar que o projeto 01 fixou o comprimento e a armação das estacas utilizando diâmetros de  $\varnothing 40$  e  $\varnothing 30$ , já o projeto 02 utilizou estacas de menor diâmetro e variados comprimentos e bitolas de aço. A seguir será demonstrado cada análise realizada. As tabelas 12 e 13, apresentam o resumo dessa análise.

Tabela 12 - Análise comparativa projeto 01.

PROJETO 01													
Pilar/Bloco	Estacas			Armadura Principal			Estribo			Análise Quantitativa			
	Nº de estacas	Comprimento	diâmetro	Nº barras	Comprimento	Diâmetro	Nº elementos	Comprimento e elemento	Diâmetro	Volume de concreto/Estaca	Volume de concreto total	Volume de aço/Estaca	Volume de aço total
E4/E11/E13/E16/E17/E19/E37/E35/E38/E62/E64	1 estaca	11 m	Ø 30	5 und	6 m	Ø 16.0 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3 mm	1,38 m³	15,21 m³	52,18 Kg	573,96625 Kg
P29/P32	2 estacas	11 m	Ø 30	5 und	6 m	Ø 16.0 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3 mm	2,76 m³	11,06 m³	104,36 Kg	417,43 Kg
E1/E2/E3/E5/E6/E9/E10/E8/E12/E14/E20/E21/E18/E29/E25/E26/E30/E31/E22/E23/E24/E27/E28/E36/E54/E55/E39/E40/E57/E67/E69/E21/E41/E73/E62/E51/E66/E48/E74/E49/E76/P1/E59/E50/E73/P2/E61/P2/P6/P9/P10/E79/E80/P5/P11/P22/P28/P28/P30/P31/P21/P25/P27	1 estaca	11 m	Ø 40	5 und	6 m	Ø 16.0 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3 mm	1,38 m³	82,94 m³	52,18 Kg	3130,725 Kg
E15/E33/E42/E44/E46/P7/P8/P3/P4/P12/P13/P14/P23/P24/P19/P15/P16/P17/P20/E71/E78	2 estacas	11 m	Ø 40	5 und	6 m	Ø 16.0 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3 mm	2,76 m³	116,11 m³	104,36 Kg	4383,015 Kg
<b>117 estacas</b>										<b>TOTAL</b>	<b>225,32 m³</b>		<b>8505,136 Kg</b>

Fonte: Autores (2024).

Tabela 13 - Análise comparativa projeto 02.

PROJETO 02													
Pilar/Bloco	Estacas			Armadura Principal			Estribo			Análise Quantitativa			
	Nº de estacas	Comprimento	diâmetro	Nº barras	Comprimento	Diâmetro	Nº elementos	Comprimento e elemento	Diâmetro	Volume de concreto/Estaca	Volume de concreto total	Volume de aço/Estaca	Volume de aço total
BE11/BE13/BE37/P9/BE4/BE64/BE16/BE21/BE38/P11/BE17/BE49/BE18/BE50/BE19/P2	1 estaca	7 m	Ø 30	6 und	5 m	Ø 10.0 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	0,49 m³	7,92 m³	23,35 Kg	373,58 Kg
BE54/BE67/BE40/E14/BE22/BE62/BE5/BE35/BE48	1 estaca	8 m	Ø 30	6 und	5 m	Ø 10.0 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	0,57 m³	5,09 m³	23,35 Kg	210,14 Kg
BE29/BE12/BE25/BE39/BE57/BE1/BE73/BE2/BE9/BE79/BE3/BE10/BE80/P30/P31/BE24/BE6/BE74/P5/P21/BE28/BE36/BE61/P27	1 estaca	9 m	Ø 30	6 und	5 m	Ø 10.0 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	0,64 m³	15,27 m³	23,35 Kg	560,37 Kg
BE31	1 estaca	10 m	Ø 30	6 und	5 m	Ø 10.0 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	0,71 m³	0,71 m³	23,35 Kg	23,35 Kg
P6/P22/BE55/BE26/P24/BE41/P10/P18/P28/BE23/BE33/BE8/BE51/BE66/BE20/P32/BE27/BE76/BE59/P1/BE78/P14/P25/P26	1 estaca	8 m	Ø 40	6 und	5 m	Ø 12.5 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	1,01 m³	24,13 m³	33,73 Kg	809,49 Kg
P7/P19/E42/E44/P20/P4/P12/P13	2 estacas	8 m	Ø 40	6 und	5 m	Ø 12.5 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	2,01 m³	16,08 m³	67,46 Kg	539,66 Kg
BE30/P29	1 estaca	9 m	Ø 40	6 und	5 m	Ø 12.5 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	1,13 m³	2,26 m³	33,73 Kg	67,46 Kg
BE69/BE71/P8/BE15/P23/BE46	1 estaca	10 m	Ø 40	6 und	5 m	Ø 12.5 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	1,26 m³	7,54 m³	33,73 Kg	202,37 Kg
P17/P16	2 estacas	10 m	Ø 40	6 und	5 m	Ø 12.5 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	2,51 m³	5,03 m³	67,46 Kg	134,92 Kg
P15/P3	2 estacas	11 m	Ø 40	6 und	5 m	Ø 12.5 mm	25 und	0,79 m	Ø 6.3	2,76 m³	5,53 m³	67,46 Kg	134,92 Kg
<b>106 estacas</b>										<b>TOTAL:</b>	<b>89,55 m³</b>		<b>3056,2475 Kg</b>

Fonte: Autores (2024).

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados demonstrados a seguir foram obtidos a partir das tabelas 12 e 13, sob análises de quantitativo de estacas, de aço, de concreto e de custos com a perfuratriz dos dois projetos em questão.

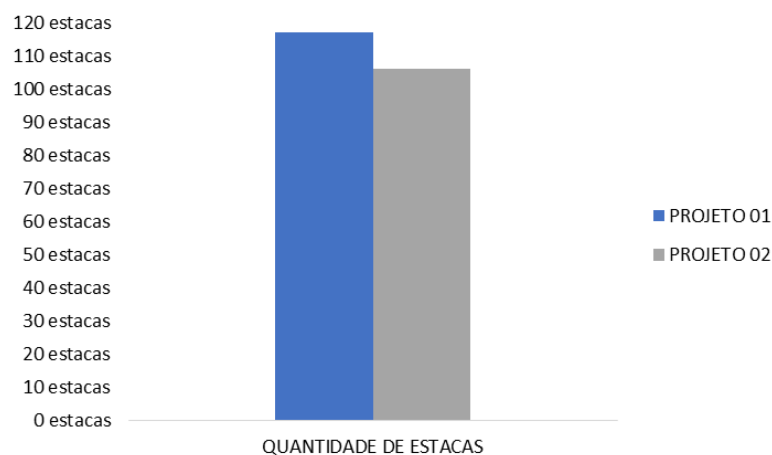
### 4.1 ANÁLISE COMPARATIVA DO QUANTITATIVO DE ESTACAS

Ao analisar os projetos de fundação, baseados nos parâmetros obtidos nos dois ensaios, observou-se que no projeto 02 foi feita a redução da quantidade de estacas em relação ao projeto 01, o que correspondeu a um percentual de 9,40%, demonstrado no gráfico 01 e tabela 14.

Ao observar as características de projeto, é possível notar que a mudança do número de estacas, foi baseado em dados de ensaios SPT de confirmação e além disso, foi acompanhada pelo fck do concreto, o que permitiu reduzir o número de estacas em diversos blocos, tais como os blocos BP23, BP8, BP24, BE71, BE33, BP29, BE46, BE32, BE78, BP14.

Dessa forma, é notório que a mudança teve impacto significativo nos demais itens analisados.

Gráfico 1 - Comparação da quantidade de estacas do projeto 01 x projeto 02.



Fonte: Autores (2024).

Tabela 14 - Comparação quantidade de estacas projeto 01 x projeto 02.

Projeto 01	Projeto 02	Redução
117 estacas	106 estacas	9,40%

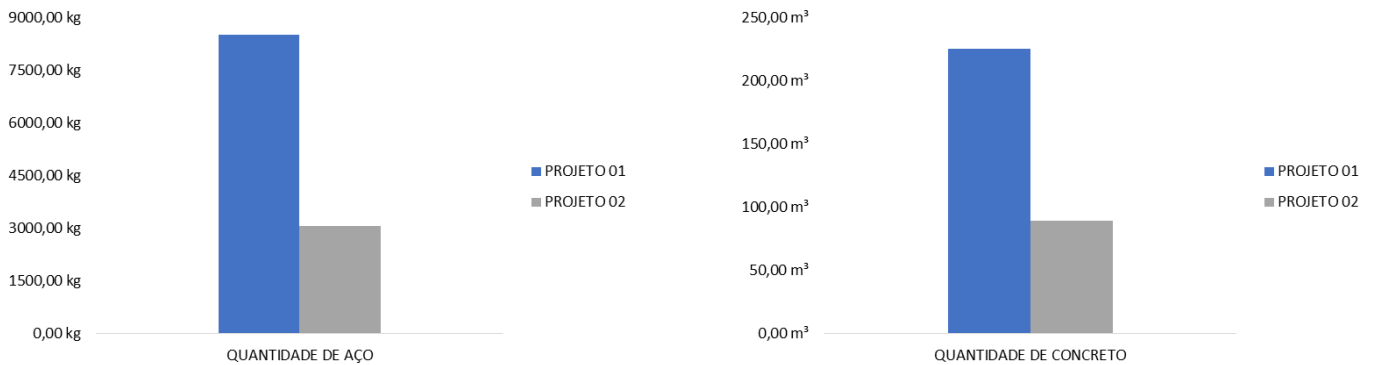
Fonte: Autores (2024).

#### 4.2 ANÁLISE QUANTITATIVA DE AÇO E CONCRETO

Conforme demonstrado no gráfico 2 e na tabela 15, observou-se uma redução significativa da quantidade de aço do projeto 02 em relação ao projeto 01 de 64,07%.

Além disso, observou-se também uma redução significativa do volume de concreto do projeto 02 em relação ao projeto 01, que foi em torno de 60%. Esses valores são resultados da redução do quantitativo de estacas e dos seus comprimentos feitas no projeto 02, o que gera um expressivo impacto nos custos de execução, conforme observado no item seguinte.

Gráfico 2 - Comparação da quantidade de aço e de concreto do projeto 01 x projeto 02.



Fonte: Autores (2024).

Fonte: Autores (2024).

Tabela 15 - Comparativo quantidade de aço e concreto projeto 01 x projeto 02.

COMPARATIVO AÇO E CONCRETO PROJETOS 01 E 02		
<b>Aço</b>		
Projeto 01	Projeto 02	Redução
8505,14 Kg	3056,25 Kg	64,07%
<b>Concreto</b>		
Projeto 01	Projeto 02	Redução
225,32 m <sup>3</sup>	89,55 m <sup>3</sup>	60,26%

Fonte: Autores (2024).

### 4.3 ANÁLISE DOS CUSTOS

#### 4.3.1 Análise do custo de aço e de concreto

Mediante aos resultados anteriores, é possível analisar as suas influências no custo da obra de forma direta. Conforme dados apresentados nas tabelas 17 e 18, observa-se que a despesa de aço foi otimizada no projeto 02, resultando em uma redução de 63,31% (tabela 19) quando comparado ao projeto 01.

Tabela 16 - Custo de aço do projeto 01.

PROJETO 01- AÇO			
	Quantidade	R\$ Unit	R\$ Total
AÇO CA-60 6.3 mm	566,13 kg	R\$ 6,95	R\$ 3.934,63
AÇO CA-50 16.0 mm	7939,00 kg	R\$ 6,38	R\$ 50.650,84

**R\$ 54.585,47**

Fonte: ArcelorMittal (2024).

Tabela 17 - Custo de aço do projeto 02.

PROJETO 02- AÇO			
	Quantidade	R\$ Unit	R\$ Total
AÇO CA-50 6.3 mm	454,84 kg	R\$ 6,95	R\$ 3.161,16
AÇO CA-50 10.0 mm	925,50 kg	R\$ 6,67	R\$ 6.173,09
AÇO CA-50 12.5 mm	1675,91 kg	R\$ 6,38	R\$ 10.692,27
			<b>R\$ 20.026,51</b>

Fonte: ArcelorMittal (2024).

Tabela 18 - Comparação do custo de aço do projeto 01 x projeto 02.

Projeto 01	Projeto 02	Redução
R\$ 54.585,47	R\$ 20.026,51	63,31%

Fonte: Autores (2024).

Além disso, o custo do concreto também foi influenciado com redução de 58,90%, conforme dados expostos nas tabelas 20 e 21.

Tabela 19 - Custo de concreto projeto 01 e 02.

PROJETO 01 x PROJETO 02- CONCRETO			
	Quantidade	R\$ Unit	R\$ Total
PROJETO 1- 20 MPA	225,32 m <sup>3</sup>	R\$ 735,00	<b>R\$ 165.606,54</b>
PROJETO 2- 30 MPA	89,55 m <sup>3</sup>	R\$ 760,00	<b>R\$ 68.058,83</b>

Fonte: Polimix Concreto(2024).

Tabela 20 - Comparação do custo de concreto projeto 01 x projeto 02.

Projeto 01	Projeto 02	Redução
R\$ 165.606,54	R\$ 68.058,83	58,90%

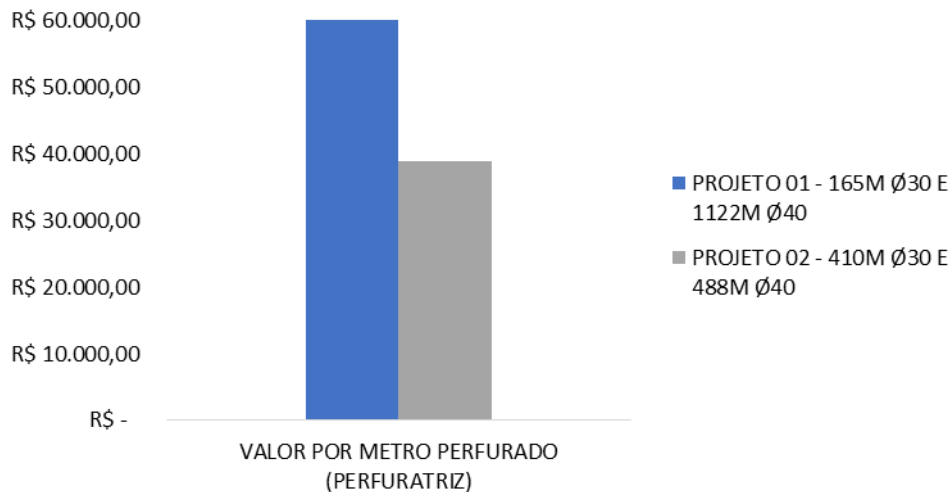
Fonte: Autores (2024).

#### 4.3.2 Análise do custo de perfuração das estacas

O custo de perfuração de estaca é elaborado de acordo com diâmetro da estaca e comprimento. Conforme a tabela 21, é possível observar o valor cobrado, em Belém do Pará, por metro. No gráfico 03 é demonstrado o valor total de perfuração por projeto.

Devido ao projeto 01 possuir 165 metros lineares de estaca de Ø 30 e 1122 metros lineares de estaca de Ø40, têm-se maior custo de perfuração. Com a otimização do projeto 02, que passa a ter 410 metros lineares de estaca de Ø30 e 488 metros lineares de Ø40, houve uma redução de custo em 35,13%.

Gráfico 3 -Comparação do valor de custo de perfuração do projeto 01 x projeto 02.



Fonte: Autores (2024).

Tabela 21 - Custo de perfuração por metro linear do projeto 01 x projeto 02.

VALOR DA PERFUTRIZ POR METRO PERFURADO			
Projeto 01	Ø 30	R\$ unitário/metro linear	R\$ total p/ Ø 30
	165 m	R\$ 38,00	R\$ 6.270,00
	Ø 40	R\$ unitário/metro linear	R\$ total p/ Ø 40
	1122 m	R\$ 48,00	R\$ 53.856,00
Valor total projeto 01:			<b>R\$ 60.126,00</b>
Projeto 02	Ø 30	R\$ unitário/metro linear	R\$ total p/ Ø 30
	410 m	R\$ 38,00	R\$ 15.580,00
	Ø 40	R\$ unitário/metro linear	R\$ total p/ Ø 40
	488 m	R\$ 48,00	R\$ 23.424,00
Valor total projeto 02:			<b>R\$ 39.004,00</b>
Redução:			<b>35,13%</b>

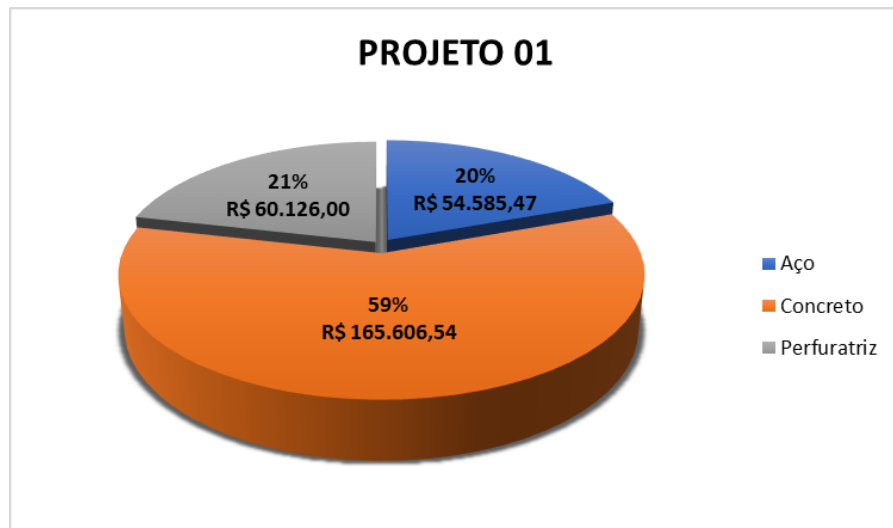
Fonte: Autores (2024).

#### 4.4 ANÁLISE GLOBAL DOS CUSTOS

Ao comparar os custos dos dois projetos, observou-se uma significativa redução de despesas, refletindo uma otimização eficaz nos principais insumos. Pela tabela 22 e pelos gráficos 04 e 05, vimos que, no projeto 01, o total gasto foi de R\$ 280.318,01, com o aço representando R\$ 54.585,47 (20% do custo total), o concreto R\$ 165.606,54 (59%) e a perfuratriz custando R\$ 60.126,00 (21%). Já no projeto 02, o custo total foi de R\$ 127.086,35, onde o aço correspondeu a R\$ 20.026,51 (16%), o concreto a R\$ 68.058,83 (53%) e a perfuratriz a R\$ 39.004,00 (31%). Essa diferença de mais de 50% nos custos totais gerou uma economia de R\$153.228,67, possível devido a reavaliação das fundações, onde o número de estacas passou a ser menor, assim como o comprimento, em diversos blocos, resultando em um menor consumo de materiais como aço e concreto e menor tempo de uso da perfuratriz. Observa-se, que nos dois casos o concreto representa a maior parcela de influência nos custos totais, em segundo lugar está o custo com a operação de execução das estacas. Logo, a otimização do projeto foi bastante eficiente ao atingir, principalmente, a redução nos custos relacionados ao concreto. Essa otimização no projeto 02, exemplificou como

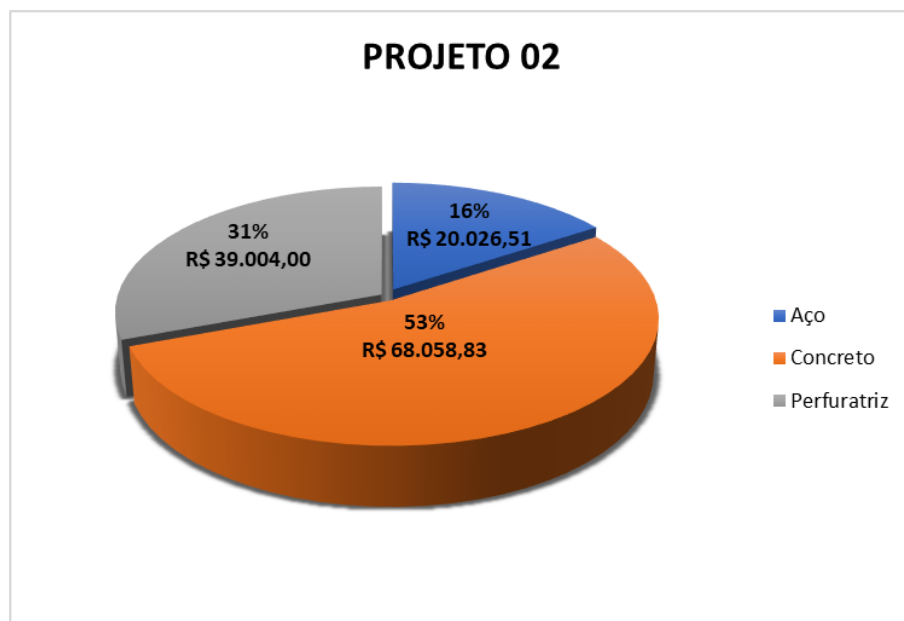
ajustes no projeto podem resultar em uma economia significativa, mantendo a eficiência.

Gráfico 4 - Análise global de custos projeto 01.



Fonte: Autores (2024).

Gráfico 5 - Análise global de custos projeto 02.



Fonte: Autores (2024).

Tabela 22 - Análise global de custos do projeto 01 x projeto 02.

Análise global de custos projetos 01 x 02		
Projeto 01	Aço	R\$ 54.585,47
	Concreto	R\$ 165.606,54
	Perfuratriz	R\$ 60.126,00

Valor total projeto 01: **R\$ 280.318,01**

Projeto 02	Aço	R\$ 20.026,51
	Concreto	R\$ 68.058,83
	Perfuratriz	R\$ 39.004,00

Valor total projeto 02: **R\$ 127.089,35**

**Redução: 54,66%**

Fonte: Autores (2024).

## 5. CONCLUSÃO

O presente estudo teve como objetivo realizar uma análise comparativa de custos entre dois projetos de fundação utilizando estacas tipo hélice contínua em uma obra de edificação residencial de seis pavimentos, localizada em Belém-PA. Através dessa comparação, buscou-se identificar as diferenças econômicas e técnicas entre as soluções adotadas, considerando as mesmas condições para a construção do edifício.

Os resultados obtidos demonstraram que o Projeto 02 apresentou um custo significativamente inferior ao do Projeto 01, mantendo a mesma funcionalidade e segurança para a estrutura da edificação. Essa diferença de custo pode ser atribuída à otimização das profundidades e mudança nas bitolas e quantidade de aço das estacas, além da resistência estrutural do concreto, resultando em soluções de projeto mais adequadas as características da obra.

A análise dos dois projetos evidenciou a importância de um estudo aprofundado das condições geotécnicas possibilitando um projeto com configuração adequada através do concreto e aço utilizado, permitindo variar o comprimento e número de estacas, para alcançar um equilíbrio entre segurança, qualidade e economia em obras de construção civil. O projeto 02, além de mais econômico, não comprometeu a estabilidade da estrutura, o que reforça a relevância de otimizar as escolhas da configuração do projeto de fundação, gerando o melhor custo-benefício.

Por fim, este estudo destaca a importância da análise de alternativas em projetos de fundação, como demonstrado, pequenas alterações nos parâmetros de projeto podem gerar economias consideráveis, sem prejuízo à qualidade final da obra. Esse fato demonstra ser cada vez mais necessário o uso de projetos eficientes, elaborados a partir de diversas configurações simuladas, permitindo o equilíbrio dos custos envolvidos.

## 6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A necessidade de otimização em projetos de fundações, principalmente em estaca hélice contínua, é um tema que merece atenção devido ao seu potencial de redução de custos. Recomenda-se, para trabalhos futuros, a investigação de técnicas de otimização que considerem variáveis como o comprimento das estacas, o diâmetro, e as cargas aplicadas, além da consideração das especificidades do solo em diferentes profundidades. Essas variáveis podem ser testadas em simulações e modelagens computacionais que permitam identificar a combinação mais eficiente em termos de segurança e economia de materiais. Ademais, no contexto de projetos já executados, o recalculo de fundações em estaca hélice contínua, utilizando novos parâmetros obtidos através de ensaios SPT, pode ser uma área de estudo promissora.

## REFERÊNCIAS

- ALONSO, L. P. (1996). **"Método de Análise da Capacidade de Carga de Estacas em Solos Complexos."** Revista Engenharia Civil, 23, 65-72;
- ANTUNES, W. R., & TAROZZO, H. (2019). **Execução de fundações profundas: estacas tipo hélice contínua.** In F. Falconi, C. N. Corrêa, C. Orlando, et al., Fundações: teoria e prática (3ª ed., pp. 345-347). São Paulo: Oficina de Textos;
- AOKI, N.; VELLOSO, L. P. (1975). **"Método para Cálculo da Capacidade de Carga de Estacas."** Revista Brasileira de Engenharia de Fundações, 3(2), 42-58;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208:** Execução de Estacas Hélice Contínua. Rio de Janeiro: ABNT, 2008;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022;
- BRITO, LUCAS VILARINS. (2018). **Fundação em Estaca Hélice Contínua: Estudo de Caso em Obra de Edifício Residencial de Seis Pavimentos em Balsas - MA.** Monografia de Graduação, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Maranhão, Balsas - MA, 86 p.
- COSTA, J. P.; OLIVEIRA, M. D. (2017). **Modelagem Computacional no Cálculo de Fundações em Solos Não Coesivos.** Journal of Geotechnical Engineering, 34(2), 143-157;
- DÉCOURT, L. M.; QUARESMA, A. R. (1978). **"Capacidade de Carga de Estacas em Solos de Baixa Consistência."** Revista Brasileira de Geotecnia, 12, 91-102;
- FERNANDES, M. M. **Estacas Hélice:** Aplicação e Desempenho. Rio de Janeiro: LTC, 2015;
- FUNDAÇÕES E ESTACAS. **Estacas Hélice Contínua:** Aplicações e Técnicas de Execução. Disponível em: <https://www.fundacoesestacas.com.br/estaca-helice-continua>. Acesso em: 20 out. 2024;
- GOMES, J. C.; SOUZA, A. L. **Estudo Comparativo entre Estacas Hélice Contínua e Estacas Escavadas.** Revista Construção Civil, v. 22, n. 3, p. 45-52, 2019;

- ILVA, R. M. **Análise do Desempenho de Fundações em Estacas Hélice Contínua em Solos Arenosos.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018;
- MANZALLI, G. V. (2019). **Vantagens e limitações das estacas hélice contínua na construção civil.** Revista AECweb. Disponível em: AECweb;
- MEYERHOF, G. G. (1951). **"The Ultimate Bearing Capacity of Foundations."** Geotechnique, 2(4), 301-332;
- MEYERHOF, G. G. (1956). **"Penetration and Bearing Capacity of Piles in Cohesive Soils."** Journal of Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 82(SM4), 33-66;
- MONTEIRO, Roberto dos Santos. **Fundação e Estrutura Civil: Elementos e Funcionalidades.** Disponível em: <https://www.monteiroengenharia.com/aula4>. Acesso em: 10 out. 2024;
- OLIVEIRA, J. M.; SILVA, R. J. (2021). **Monitoramento e Inovações em Fundações: O Futuro das Estacas Hélice Contínua.** Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering, 2, 114-126;
- ROCHA, P. S.; ALMEIDA, V. S. **Análise de Custos e Execução de Estacas Hélice Contínua em Grandes Obras.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 15., 2018, Belo Horizonte. Anais [...]. Belo Horizonte: CBMS, 2018. p. 142-150;
- SANTOS, T. P. **Estudo Experimental de Estacas Hélice Contínua em Solos Argilosos.** 2020. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2020;
- TEIXEIRA, R. P. (1996). **"Métodos Semiempíricos para Capacidade de Carga de Estacas."** Revista Brasileira de Geotecnia, 19(2), 44-60;
- TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical Soil Mechanics.** John Wiley & Sons, Inc.;
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). **Soil Mechanics in Engineering Practice.** John Wiley & Sons, Inc.;
- VELLOSO, L. P. (1981). **"Considerações sobre Capacidade de Carga de Estacas Cravadas."** Revista Brasileira de Engenharia de Fundações, 6(1), 18-25;

VESIC, A. S. (1972). **Evaluation of the Bearing Capacity of Deep Foundations by Model Tests and Theoretical Analysis.** Journal of Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 98(SM4), 849-874;

## ANEXOS

## ANEXO A – ORDEM DE PEDIDO DE CONCRETO

RECIBO PROVISÓRIO DE SERVIÇOS		Nº RPS	Série
		005011	23
		Data da Emissão 17/04/2023	
Impresso em: 18/04/23 19:01:55		RPS Pagina 2 de 11	
<b>PRESTADOR DO SERVIÇO</b>			
CNPJ:		Inscrição Estadual:	
Razão Social:		Insc. Municipal:	
Endereço:	AUGUSTO MONTENEGRO	Nº:	
Bairro:	TENONE	UF:	
Município:	BELEM	CEP:	
E-Mail:		Telefone:	
<b>TOMADOR DO SERVIÇO</b>			
CPF/CNPJ:		Insc. Municipal:	
Razão Social:		RG:	
End. Fiscal:		Nº:	
Bairro:		UF:	
Município:		CEP:	
E-Mail:		Telefone:	
End. Cobrança:		Nº:	
Bairro:		UF:	
Município:		CEP:	
<b>OBSERVAÇÕES</b>			
Condições: Multa de 2% após Vencimento: R\$ 67,15		Fatura	BEM005011
Acréscimo de R\$ 8,95 por dia de atraso, após o vencimento		Vencimento:	02/05/2023
Base ISS:	1.721,73	Prazo:	15 DIA(S) Fora Semana
Valor ISS:	86,09	Líquido:	3.357,36
Vir. retenção ISS:	86,09	Nº Contrato:	PX-BEM-000568-05
Aliquota ISS (%):	5,00		
Aliq. ded. pref. (%):	50,00		
Vir. Ded. Pref.:	1.721,73		
Vir. Material:	2.406,15		
Vir. Serviço:	1.037,30		
<b>Valor Aproximado dos tributos com base Lei 12741/201</b>			463,14
<b>SERVIÇOS</b>			
Descrição	Valor Unitário	Quantidade	Valor Total
FCK 30,0 MPA SEIXO 0 SLUMP 220±30 MM - HÉLICE CONTÍNUA [10] D - 9940	688,69	5,00	3.443,45
<b>Valor Total da Nota</b>			3.443,45

## ANEXO B – ORDEM DE PEDIDO DE AÇO

	N°: 6264604 Nome: [REDACTED] DATA EMISSAO: 17/06/24																																																																																																								
A/C DE: CLIENTE: CNPJ/CPF: ENDEREÇO: BAIRRO: CIDADE:	[REDACTED] [REDACTED] [REDACTED] [REDACTED] [REDACTED]																																																																																																								
	IE: 151260796 DOMICÍLIO FISCAL: Contribuinte CEP: 66815-140 ESTADO: PA																																																																																																								
ENDEREÇO DE ENTREGA: [REDACTED] 66815-140																																																																																																									
ENDEREÇO DE COBRANÇA: [REDACTED] 66815-140																																																																																																									
VALIDADE DA PROPOSTA: 21/06/24 <span style="float: right;">VALIDADE DO PREÇO: 17/06/24</span>																																																																																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>DESCRIÇÃO</th> <th>QTDE</th> <th>UN</th> <th>PESO (KG)</th> <th>DATA PREVISTA</th> <th>PREÇO (R\$)</th> <th>PREÇO REF. KG</th> <th>ALIQ. ICMS</th> <th>IPi (%)</th> <th>RS IPI</th> <th>RS ST</th> <th>Valor Unitário (RS) IPI+ST</th> <th>TOTAL (RS) IPI+ST</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>127288 - 6.30 BELGO 50 PRONTO OD A</td> <td>36</td> <td>KG</td> <td>36,000</td> <td>17/06/2024</td> <td>R\$ 6,95</td> <td>R\$ 6,95</td> <td>12,00%</td> <td>0,00%</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 6,95</td> <td>R\$ 250,18</td> </tr> <tr> <td>127371 - 8.00 BELGO 50 PRONTO OD A</td> <td>4816</td> <td>KG</td> <td>4.816.000</td> <td>17/06/2024</td> <td>R\$ 6,95</td> <td>R\$ 6,95</td> <td>12,00%</td> <td>0,00%</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 6,95</td> <td>R\$ 33.467,81</td> </tr> <tr> <td>127393 - 10.00 BELGO 50 PRONTO OD A</td> <td>4356</td> <td>KG</td> <td>4.356.000</td> <td>17/06/2024</td> <td>R\$ 6,67</td> <td>R\$ 6,67</td> <td>12,00%</td> <td>0,00%</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 6,67</td> <td>R\$ 29.057,04</td> </tr> <tr> <td>127415 - 12.50 BELGO 50 PRONTO OD A</td> <td>1644</td> <td>KG</td> <td>1.644.000</td> <td>17/06/2024</td> <td>R\$ 6,38</td> <td>R\$ 6,38</td> <td>12,00%</td> <td>0,00%</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 6,38</td> <td>R\$ 10.491,36</td> </tr> <tr> <td>127444 - 16.00 BELGO 50 PRONTO OD A</td> <td>1968</td> <td>KG</td> <td>1.968.000</td> <td>17/06/2024</td> <td>R\$ 6,38</td> <td>R\$ 6,38</td> <td>12,00%</td> <td>0,00%</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 6,38</td> <td>R\$ 12.559,00</td> </tr> <tr> <td>127711 - 20.00 BELGO 25 PRONTO OD</td> <td>772</td> <td>KG</td> <td>772.000</td> <td>17/06/2024</td> <td>R\$ 6,61</td> <td>R\$ 6,61</td> <td>12,00%</td> <td>0,00%</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 0,00</td> <td>R\$ 6,61</td> <td>R\$ 5.102,00</td> </tr> <tr> <td><b>TOTAL</b></td> <td></td> <td></td> <td><b>13592,000</b></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td><b>R\$ 90.927,39</b></td> </tr> </tbody> </table>		DESCRIÇÃO	QTDE	UN	PESO (KG)	DATA PREVISTA	PREÇO (R\$)	PREÇO REF. KG	ALIQ. ICMS	IPi (%)	RS IPI	RS ST	Valor Unitário (RS) IPI+ST	TOTAL (RS) IPI+ST	127288 - 6.30 BELGO 50 PRONTO OD A	36	KG	36,000	17/06/2024	R\$ 6,95	R\$ 6,95	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,95	R\$ 250,18	127371 - 8.00 BELGO 50 PRONTO OD A	4816	KG	4.816.000	17/06/2024	R\$ 6,95	R\$ 6,95	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,95	R\$ 33.467,81	127393 - 10.00 BELGO 50 PRONTO OD A	4356	KG	4.356.000	17/06/2024	R\$ 6,67	R\$ 6,67	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,67	R\$ 29.057,04	127415 - 12.50 BELGO 50 PRONTO OD A	1644	KG	1.644.000	17/06/2024	R\$ 6,38	R\$ 6,38	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,38	R\$ 10.491,36	127444 - 16.00 BELGO 50 PRONTO OD A	1968	KG	1.968.000	17/06/2024	R\$ 6,38	R\$ 6,38	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,38	R\$ 12.559,00	127711 - 20.00 BELGO 25 PRONTO OD	772	KG	772.000	17/06/2024	R\$ 6,61	R\$ 6,61	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,61	R\$ 5.102,00	<b>TOTAL</b>			<b>13592,000</b>									<b>R\$ 90.927,39</b>
DESCRIÇÃO	QTDE	UN	PESO (KG)	DATA PREVISTA	PREÇO (R\$)	PREÇO REF. KG	ALIQ. ICMS	IPi (%)	RS IPI	RS ST	Valor Unitário (RS) IPI+ST	TOTAL (RS) IPI+ST																																																																																													
127288 - 6.30 BELGO 50 PRONTO OD A	36	KG	36,000	17/06/2024	R\$ 6,95	R\$ 6,95	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,95	R\$ 250,18																																																																																													
127371 - 8.00 BELGO 50 PRONTO OD A	4816	KG	4.816.000	17/06/2024	R\$ 6,95	R\$ 6,95	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,95	R\$ 33.467,81																																																																																													
127393 - 10.00 BELGO 50 PRONTO OD A	4356	KG	4.356.000	17/06/2024	R\$ 6,67	R\$ 6,67	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,67	R\$ 29.057,04																																																																																													
127415 - 12.50 BELGO 50 PRONTO OD A	1644	KG	1.644.000	17/06/2024	R\$ 6,38	R\$ 6,38	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,38	R\$ 10.491,36																																																																																													
127444 - 16.00 BELGO 50 PRONTO OD A	1968	KG	1.968.000	17/06/2024	R\$ 6,38	R\$ 6,38	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,38	R\$ 12.559,00																																																																																													
127711 - 20.00 BELGO 25 PRONTO OD	772	KG	772.000	17/06/2024	R\$ 6,61	R\$ 6,61	12,00%	0,00%	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 6,61	R\$ 5.102,00																																																																																													
<b>TOTAL</b>			<b>13592,000</b>									<b>R\$ 90.927,39</b>																																																																																													
ALIQ ICMS: carga tributária do ICMS da operação, devido (entende-se "recolhido") ao Estado de origem. Os serviços constantes nessa proposta serão executados pela ArcelorMittal. O preço do material Belgo Pronto cobrado inclui o custo de corte e dobra.																																																																																																									
<b>OBSERVAÇÕES GERAIS:</b> Pedido sujeito a confirmação. Os estoques são dinâmicos. A disponibilidade deve ser confirmada no momento de implantação do pedido. Valores não pagos no vencimento serão atualizados devido ao atraso. A taxa de mora padrão aplicada pelo Grupo ArcelorMittal é de 5,1% a.m. que está em consonância com o mercado.																																																																																																									
Frete: Custo, Seguro & Frete (CIF) <span style="margin-left: 150px;">Descrição: Frete Incluso.</span> <span style="margin-left: 150px;">Descarga por conta do cliente.</span>																																																																																																									
Pagamento: Venda Boleto - 30/45/60 dias																																																																																																									
Texto Nota Fiscal: [REDACTED]																																																																																																									

## ANEXO C – LAUDO DE SONDAGEM INICIAL

Relatório de Sondagem				Nº 041 - 2011	
Furo SP 08 Cota 100,00				30 cm finais	
SPT - Standard Penetration Test				30 cm iniciais	
Camadas - Classificação dos solos				10	20
				30	40
				50	
Profundidade (m)	Índice SPT Iniciais 30cm	Índice SPT Finais 30cm	Amostrador	Prof. Camadas (m)	
0	3	3	3	0	
1	3	3	3	1	
2	6	6	6	2	
3	6	6	6	3	
4	6	6	6	4	
4,95	12	12	12	4,90	
5	20	20	20	5	
6	31	31	31	6	
7	38	38	38	7	
8	32	32	32	8	
9				9	
10				10	
11				11	
12				12	
13				13	
14				14	
15				15	
16				16	
17				17	
18				18	
19				19	
20				20	
21				21	
22				22	
23				23	
24				24	
25				25	
26				26	
27				27	
28				28	
29				29	
30				30	
31				31	
32				32	
33				33	
34				34	
35				35	
36				36	
37				37	
38				38	
39				39	
40				40	
41				41	
42				42	
43				43	
44				44	
45				45	
46				46	
47				47	
48				48	
49				49	
50				50	
51				51	
52				52	
53				53	
54				54	
55				55	
56				56	
57				57	
58				58	
59				59	
60				60	
61				61	
62				62	
63				63	
64				64	
65				65	
66				66	
67				67	
68				68	
69				69	
70				70	
71				71	
72				72	
73				73	
74				74	
75				75	
76				76	
77				77	
78				78	
79				79	
80				80	
81				81	
82				82	
83				83	
84				84	
85				85	
86				86	
87				87	
88				88	
89				89	
90				90	
91				91	
92				92	
93				93	
94				94	
95				95	
96				96	
97				97	
98				98	
99				99	
100				100	
Profundidade nível d'água			Amostrador	Revestimento Ø 2 3/8 "	Data
Inicial	4,95 m	16/08/2011	Ø interno 1 3/8 "	Peso 65,0 kg	Início 16/08/2011
Fim	4,90 m	16/08/2011	Ø externo 2 "	Altura de queda 75,0 cm	Término 16/08/2011
Obs: Adôl.					
Elaborado	Luiz Gonz	Eng:	Julio A	28/09/2011	Folha 01

