



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL



**ARTHUR MIRANDA FABRICIO FERREIRA**

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES EM  
ESTACAS PARA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR EM RIO DAS OSTRAS/RJ.**

Macaé

2022

## CIP - Catalogação na Publicação

F383

Ferreira, Arthur Miranda Fabrício

Análise de viabilidade técnico-econômica de fundações em estacas para residências unifamiliares em Rio das Ostras/RJ / Arthur Miranda Fabrício Ferreira - Macaé, 2022.

73 f.

Orientador(a): Gustavo Vaz de Mello Guimarães.

Coorientador(a): Lucas Marques Pires da Silva.

Trabalho de conclusão de curso (graduação) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto Politécnico, Bacharel em Engenharia Civil, 2022.

1. Geotécnica. 2. Estacas. 3. estaca tipo hélice. 4. Análise econômica.  
I. Guimarães, Gustavo Vaz de Mello, orient. II. Silva, Lucas Marques Pires da  
III. Título.

CDD 624.16

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca com os  
dados fornecidos pelo(a) autor(a)  
Biblioteca Central do Centro Multidisciplinar UFRJ-Macaé  
Bibliotecário: Anderson dos Santos Guarino CRB7 – 5280



**ARTHUR MIRANDA FABRICIO FERREIRA**

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES EM  
ESTACAS PARA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR EM RIO DAS OSTRAS/RJ.**

Trabalho de Conclusão de Curso de  
graduação submetida à Universidade  
Federal do Rio de Janeiro – Campus  
Macaé como parte dos requisitos  
necessários à obtenção do grau de  
bacharel em Engenharia Civil.

Orientadores:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc.

Prof. Lucas Marques Pires da Silva

Macaé

2022

**ARTHUR MIRANDA FABRICIO FERREIRA**

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES EM  
ESTACAS PARA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR EM RIO DAS OSTRAS/RJ.**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação submetida à Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em Macaé, 17 de junho de 2022.

**BANCA EXAMINADORA:**

---

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc. (UFRJ/Macaé)

---

Prof. Lucas Marques Pires da Silva, Mestrando (COPPE/UFRJ)

---

Eng.º Luis Felipe Campos Lobo (Solo Suporte Fundações)

*Em memória de Salete Miranda,  
minha amada avó, que viva está dentro de mim e a  
quem encontrarei na eternidade naquele grande dia.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Jesus Cristo, o único que é digno de toda honra, glória e louvor, pelo sacrifício que trouxe paz, e pela sua graça que me capacita a viver um caminho pautado na verdade e na justiça, não de homens, mas de Deus.

Agradeço a Bárbara Rocha, pelo amor investido sem medida, que fizeram diferença principalmente nos dias mais sombrios, como uma luz que esclarece, tira o medo e aquece.

Agradeço a Salete, Paulo e Saulo, minha família, por moldarem a minha vocação, pelos cuidados no desenvolvimento e investimento nas minhas habilidades.

Agradeço a Selma, minha mãe, e Renato Andrade, pela família unida, que trouxe conforto e segurança para poder sonhar e realizar sonhos.

Agradeço a Pedro e Maria Alice, meus irmãos, pelo carinho e pelo apoio que me proporcionaram, simplesmente por serem tão especiais pra mim.

Agradeço a Guilherme, meu pai, pelo sustento, mas principalmente pela amizade, cumplicidade e admiração.

Agradeço a Gustavo, meu professor, mestre e amigo, pelos ensinamentos de engenharia, mas primordialmente por inspirar paixão pela ciência e pelo desenvolvimento de pessoas, sendo assim, me sinto um pupilo incumbido de passar adiante os valores dessa escola.

Obrigado aos engenheiros, Luciano Martins, Wallace Alves e Khristiano Boquimpani que me ensinaram, através do exemplo, como ser um excelente profissional. Agradeço pela amizade, pela instrução, pela oportunidade e pela confiança.

Obrigado aos colegas de graduação que levo para a vida, Romilton Júnior, Vitor Sacre, Alfeu Rocha, Rodrigo Caride, Gabriela Piveta, Peterson Cardoso e Vitor Florêncio por acreditarem nesta missão, pois tem sido uma honra trilhar esse caminho dividindo as dificuldades e as vitórias com amigos tão leais e valentes.

*“Portanto, quem ouve as minhas palavras  
e as pratica será comparado a um homem  
sábio, que edificou a sua casa sobre a  
rocha. E caiu a chuva, vieram as enchentes,  
sopraram os ventos e bateram com violência  
contra aquela casa, mas ela não caiu,  
pois tinha seus alicerces na rocha firme.”*

*Mateus 7.24 e 25*

## RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo realizar dimensionamento geotécnico das estacas de uma construção residencial unifamiliar de alto padrão de estrutura convencional localizada no município de Rio das Ostras no estado do Rio de Janeiro. Para estimar a capacidade de carga geotécnica da fundação foram utilizados três métodos semiempíricos diferentes e as importantes alterações associadas ao dimensionamento geotécnico constantes na NBR 6122/2019. Por fim, o autor apresenta uma comparação de custo entre estaca tipo Hélice Contínua e estaca tipo Strauss. Vale destacar que a estaca hélice contínua monitorada foi escolhida devido ao método de execução mais moderno e à estaca Strauss por ser um método de execução muito utilizado na região do estudo de caso. Porém, ambas as estacas apresentaram custo parecido, por isso, a tomada de decisão para decidir qual solução é mais benéfica, fica a critério de fatores como, prazo, fluxo de caixa financeiro e espaço no canteiro de obras, devido a hélice ter execução mais ágil é necessário um grande efetivo de profissionais e de um grande volume de material em estoque para dar celeridade nas etapas de arrasamento e fabricação do bloco de coroamento para acompanhar a produtividade do equipamento. Por fim, a estaca hélice apresenta maior confiabilidade trazendo maior segurança ao processo, por razão das tecnologias envolvidas, principalmente o monitoramento eletrônico.

Palavras-chave: Capacidade de carga geotécnica; Estacas hélice contínua monitorada; Estaca Strauss; Análise Econômica.

## **ABSTRACT**

The present final paper aims to perform a geotechnical dimensioning of the foundation piles of a single-family residential construction of high-quality standard of conventional structure located in the city of Rio das Ostras, in the state of Rio de Janeiro. To estimate the geotechnical load capacity of the foundation, three different semi-empirical methods were applied, and the important changes associated with the geotechnical design contained in Brazilian Standard NBR 6122/2019. Finally, the author presents a cost comparison between continuous propeller piles and Strauss piles. It is worth mentioning that the monitored continuous propeller pile was chosen because of its modern execution method and the Strauss pile was chosen for being a very used execution method in the region of the case study implementation. However, both foundation piles present similar cost when compared to each other, so the decision to define which solution presents more benefits is related to factors such as deadline, financial cash flow and available space at the construction site, as propeller pile presents an agile execution, a large number of professionals and a large volume of material in stock are needed to speed up the stages of demolition and manufacturing of crown block to keep up with the productivity of the equipment. Finally, the propeller pile has greater reliability, bringing greater safety to the process, due to the technologies involved, especially electronic monitoring.

Keyword: Geotechnical load capacity; Continuous monitoring propeller piles; Strauss pile; Economic analysis.

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>13</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	13
1.2. MOTIVAÇÃO PARA O TRABALHO.....	14
1.3. OBJETIVO .....	14
1.4. METODOLOGIA .....	14
1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO .....	15
<b>2. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA .....</b>	<b>16</b>
2.1. GENERALIDADES .....	16
2.2. METODOLOGIA EXECUTIVA .....	20
<b>3. ESTACA STRAUSS.....</b>	<b>24</b>
3.1. GENERALIDADES .....	24
3.2. METODOLOGIA EXECUTIVA .....	26
<b>4. CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA A COMPRESSÃO.....</b>	<b>30</b>
4.1. GENERALIDADES .....	30
4.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....	31
4.3. AOKI E VELLOSO COM A CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997) ...	33
4.4. DECOURT E QUARESMA (1978, 1996) .....	35
4.5. MILITISKY E ALVES (1985) .....	38
<b>5. ESTUDO DE CASO: OBRA RESIDENCIAL SITUADA NO LOTEAMENTO ALPHAVILLE, RIO DAS OSTRAS - RJ.....</b>	<b>39</b>
5.1. LOCALIZAÇÃO .....	39
5.2. CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO .....	40
5.3. CAMPANHA DE ENSAIOS .....	42
<b>6. AVALIAÇÃO TÉCNICO-ECONÓMICA DAS FUNDAÇÕES DO EMPREENDIMENTO.....</b>	<b>45</b>
6.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DAS FUNDAÇÕES .....	45
6.1.1. Considerações Gerais .....	45
a) Superestrutura:.....	45
b) Fundações - aspectos geotécnicos .....	47
6.1.2. Capacidade de Carga à Ruptura.....	51
6.1.3. Fatores de Segurança e Profundidades Recomendadas das Estacas.....	56
6.2. ORÇAMENTO DAS FUNDAÇÕES .....	66
6.2.1. Considerações .....	66

6.2.2. Propostas Comerciais: Strauss versus Hélice .....	67
<b>7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>70</b>
7.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	71
7.2. CONCLUSÕES ESPECÍFICAS.....	71
7.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	72
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>74</b>

## 1. INTRODUÇÃO

A fundação é a parte do sistema estrutural de uma edificação, responsável por transmitir os esforços para o solo. Assim, pode ser considerada de suma importância em um sistema estrutural, visto que é responsável por manter a estrutura estável, com intuito de minimizar e uniformizar recalques. Naturalmente, seu colapso deve ser evitado.

A escolha adequada do tipo de fundação não é uma tarefa simples. Pode-se dizer que um engenheiro de fundações só alcança maturidade suficiente para esta decisão após muita experiência adquirida na realização de projetos. Desta forma, é altamente recomendável que os engenheiros de fundação, recém-formados, atuem na área de projetos geotécnicos sob o acompanhamento de um engenheiro Sênior desta área. Em outras palavras, apenas com a maturidade advinda da experiência é que se adquire a necessária segurança na tomada de tal decisão.

Em algumas regiões existem práticas de execução de fundações que destoam um pouco das metodologias executivas propostas pela norma NBR 6122. Como por exemplo, questões associadas à execução de estacas tipo Strauss em locais onde existe a presença de areias submersas. Por outro lado, existem regiões que, por exemplo, não contam com apoio logístico para que uma perfuratriz de estaca hélice contínua acesse o local.

Diante do exposto, neste trabalho, fundações em estacas hélice contínua e tipo Strauss são propostas e analisadas para uma edificação, sob o aspecto técnico e econômico. Para isso são consideradas investigações geotécnicas a partir de sondagens a percussão com medida de  $N_{SPT}$ , planta de arquitetura e de cargas advindas da estrutura de uma residência multifamiliar situada na cidade de Rio das Ostras no estado do Rio de Janeiro.

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Entre os componentes integrantes de uma estrutura, as fundações têm a função de transmitir todas as cargas provenientes dos demais elementos (lajes, vigas, pilares, paredes e etc.) para o solo/rocha. Assim, as fundações possuem grande responsabilidade no desempenho estrutural de uma estrutura.

É imprescindível que o engenheiro projetista de fundações siga dois requisitos básicos no dimensionamento:

- segurança adequada com relação a ruptura geotécnica do sistema solo/fundação;
- recalques compatíveis com a estrutura.

Naturalmente, é necessário o dimensionamento do elemento estrutural da fundação para que não haja o colapso.

## 1.2. MOTIVAÇÃO PARA O TRABALHO

Devido ao aumento da demanda em construções residenciais na região norte-fluminense, o autor do presente trabalho verificou a necessidade de um melhor esclarecimento associado ao dimensionamento geotécnico de estacas hélice contínuas monitoradas e estacas Strauss. Além disso, a questão associada aos custos destes tipos de estacas é de extrema importância para a definição final do tipo de fundação.

## 1.3. OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho é determinar, entre a estaca hélice contínua e Strauss, o tipo de estaca com o melhor custo benefício para uma residência unifamiliar, levando em consideração as observações da norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas dos métodos executivos utilizados, ao passo em que são analisados diferentes métodos de dimensionamento geotécnico.

## 1.4. METODOLOGIA

São estimadas as capacidades de carga a ruptura geotécnica e os respectivos fatores de segurança de fundações em estacas hélice contínua e tipo Strauss para os pilares de uma edificação. As sondagens a percussão com medida de  $N_{SPT}$  são utilizadas para

alimentar três métodos semiempíricos: Aoki e Veloso, contribuição de Monteiro (1993), Décourt e Quaresma (1996) e Militiski e Alves (1985). Para a tomada de decisão final são considerados aspectos práticos de execução recomendados pela NBR 6122/2019, além de aspectos econômicos.

## 1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

Após a introdução, no segundo capítulo, são apresentadas diversas generalidades associadas às práticas de execução de estacas hélice contínua monitoradas. Além disso, a metodologia executiva é detalhada, com bastante ilustrações recentes. No terceiro capítulo, o alvo são as estacas tipo Strauss. Também são apresentadas generalidades associadas às práticas de execução e sua metodologia executiva. No quarto capítulo são apresentados três métodos semiempíricos, amplamente utilizados por projetistas de fundações para estimar a capacidade de carga geotécnica do solo em estacas tipo hélice contínua monitorada e Strauss. Em seguida, no quinto capítulo, é explanado o estudo de caso em questão. São apresentadas as características do local, bem como as sondagens executadas. Naturalmente, as características do empreendimento são abordadas, tais como: arquitetura e cargas provenientes da estrutura. Ainda no quinto capítulo, é realizado o dimensionamento geotécnico das fundações para o empreendimento, sendo, por fim, uma comparação técnico-econômica entre a solução em estacas hélice contínua monitorada e Strauss realizada. O sexto e último capítulo apresenta as conclusões e considerações finais, além, é claro, de sugestões para futuras pesquisas.

## 2. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA

### 2.1. GENERALIDADES

Segundo a NBR 6122/2019 a estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo de diâmetro constante.

As estacas hélice contínuas são normalmente feitas de concreto armado e podem ser usadas para transmitir cargas verticais e horizontais para o solo.

De acordo com o documento GEC nº8, 2007 existem algumas situações geológicas que são desfavoráveis à instalação de estacas hélice contínuas monitoradas. Cabe destacar que em tais situações a experiência do operador da máquina é extremamente importante para que não aconteçam problemas durante a execução das estacas. A seguir estão apresentadas algumas dessas condições geológicas:

- Argilas muito moles;
- Areias fofas ou areias puras e uniformemente graduadas abaixo do lençol freático;
- Formações geológicas composta por solos porosos;
- Formações geológicas contendo bolsas de água, lentes de solos muito moles e/ou fluxo de água;
- Solo resistente ou rocha sobreposta por argila mole ou areia fofa;
- Camada arenosa subjacente à argila rígida;
- Condições geológicas com diversas lentes de solos diferentes;
- Condições que requerem penetração de camadas muito resistentes;
- Condições do solo que exigem estacas excepcionalmente longas e;
- Condições do solo com camadas profundas de areia ou areia liquefeita.

Um projeto de estaca hélice contínua varia de acordo com os requisitos específicos do projeto. No entanto, cabe destacar algumas dicas sobre como projetar esse tipo de estaca:

- Escolha adequada do trado associado a profundidade e diâmetro da estaca projetada (evitando que o trado caia durante a operação);
- Cálculo do volume de concreto necessário para preencher a estaca antes de iniciar sua perfuração.

No Brasil, hoje em dia, existem algumas limitações associadas às características geométricas deste tipo de estaca. A seguir, na tabela 2.1 estão apresentadas as características associadas aos equipamentos tradicionais e mais modernos disponíveis em nosso território.

Tabela 2.1 - Principais características dos equipamentos disponíveis no Brasil hoje em dia

<b>Tipos</b>	<b>Comprimento Trado</b>	<b>Comprimento Prolongador</b>	<b>Quantidade de Prolongadores</b>	<b>Diâmetros</b>
Perfuratrizes tradicionais	16 m	8 m	1	30 a 80 cm
Perfuratrizes modernas	16 m	8 m	2	20 a 120 cm

Salienta-se que, naturalmente, cada uma dessas perfuratrizes deve ser escolhida de acordo com características específicas de cada local da obra e estrutura. Vale destacar que para estacas com diâmetros pequenos (e.g.: 20cm a 30cm) a escolha deve levar em consideração o diâmetro interno do trado para que não ocorra entupimento ou fragilidade das pás da hélice.

Como afirma PEREIRA (2017), as estacas hélice contínua monitoradas geralmente não produzem vibrações durante sua execução, geram pouco deslocamento de solo, alcançam grandes profundidades e conseguem ultrapassar camadas de solo resistentes ( $N_{SPT}$  até 50 golpes).

Por outro lado, devido à necessidade de equipamentos robustos para execução, só são aplicáveis em terrenos relativamente planos e também têm alto custo de mobilização. A figura 2.1 apresenta alguns detalhes que podem acarretar problemas durante o transporte dos equipamentos que executam estacas hélice contínua monitoradas.



Figura 2.1 - Desafios durante o transporte de uma perfuratriz de estaca hélice contínua monitorada  
(cortesia Solo Suporte Fundações)

Este tipo de estaca vem ganhando muito espaço no mercado brasileiro, principalmente em grandes centros urbanos. Sua rapidez e agilidade durante a execução proporcionam um cronograma mais adequado às necessidades atuais da construção civil (Solo Suporte Fundações, 2022). Além disso, outro fator que merece destaque está associado à questão do monitoramento durante a execução, proporcionando mais qualidade e segurança quando se trata de estacas moldadas in loco.

A figura 2.2 apresenta o computador de bordo de uma perfuratriz, além de um exemplo de um boletim de monitoramento de uma estaca hélice contínua.



Figura 2.2 - Sistema de monitoramento da perfuratriz e exemplo de boletim de monitoramento (cortesia Solo Suporte Fundações)

Recentemente, mais uma ferramenta está disponível associada ao monitoramento deste tipo de estaca. Trata-se de um sistema de monitoramento remoto, onde o engenheiro de fundações pode acompanhar a execução de uma determinada estaca de qualquer lugar. A figura 2.3 apresenta um exemplo de uma estaca hélice contínua que foi executada em Volta Redonda no Estado do Rio de Janeiro e foi monitorada via satélite desde o escritório de uma empresa pelo engenheiro de fundações em Campos dos Goytacazes/R.J. É interessante observar a possibilidade de acompanhar/fiscalizar a execução de uma obra realizada em qualquer lugar do Brasil com a comodidade do escritório.



Figura 2.3 - Sistema de monitoramento remoto (cortesia Solo Suporte Fundações)

O Sistema de monitoramento está associado a um computador de bordo que possui um software que faz alguns cálculos para determinar alguns parâmetros importantes (e.g.: velocidade de extração, velocidade de inserção e perfil estimado) a partir de aferições de grandezas mais básicas (e.g.: profundidade e tempo).

Recentemente o software sofreu uma atualização (Saci3), essa atualização permite a implementação da metodologia SCCAP que consegue calcular o trabalho realizado pelo trado para avançar naquela camada. Essa metodologia inovadora permite associar esse trabalho à capacidade de carga permitindo um controle maior de qualidade nas estacas tipo hélice contínua monitorada. A figura 2.4 apresenta o computador de bordo com o software Saci3 da *Geodigitus*.



Figura 2.4 - Computador de bordo com software Saci3, cortesia Solo Suporte Fundações.

## 2.2. METODOLOGIA EXECUTIVA

Segundo NBR6122/19 a estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo de diâmetro constante. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.

O processo executivo das estacas tipo hélice contínua monitorada podem ser divididos em três etapas.

Na primeira etapa, após a locação do equipamento com a respectiva verificação da inclinação da torre, o trado helicoidal é introduzido no terreno, por rotação, de forma contínua até a cota prevista em projeto.

Na segunda etapa, ocorre a injeção de concreto por uma haste central, enquanto, simultaneamente, o trado é retirado. Cabe destacar que, durante a extração, o trado não deve sofrer movimento de rotação.

Já na terceira e última etapa, a armação, previamente preparada, é inserida, já com a estaca concretada. Dependendo do comprimento da estaca, o próprio equipamento de execução da estaca (perfuratriz) iça a armação e com auxílio dos operários a armação é colocada no furo. Em outros casos, pode-se abrir mão da utilização de uma retroescavadeira também.

A figura 2.5 apresenta um esquema das etapas de execução de estacas hélice contínua monitoradas naturalmente, após a terceira etapa a estaca encontra-se finalizada.

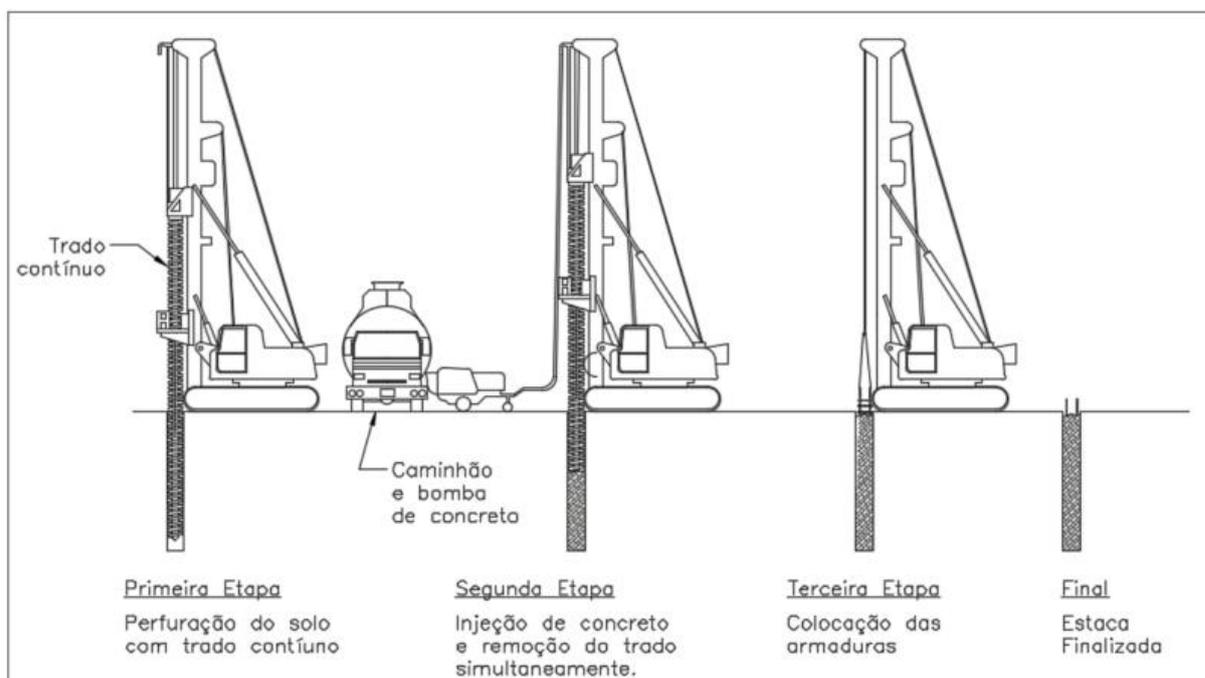


Figura 2.5 - Etapas construtivas da Estaca Hélice Contínua

A figura 2.6 apresenta a sequência executiva de uma estaca hélice contínua monitorada. Além das três etapas principais, é possível verificar o início do furo, realizado

com uma cavadeira tipo “boca de lobo”, para guiar o trado do equipamento para a escavação da fundação.



Figura 2.6 - Sequência de execução de uma estaca hélice contínua monitorada (cortesia Solo Suporte Fundações e Guimarães, 2021)

A figura 2.7 apresenta detalhes da última etapa de execução de uma estaca hélice contínua - inserção da armação, além de procedimentos realizados antes da execução dos blocos de coroamento, tais como, arrasamento das estacas para a cota de projeto.

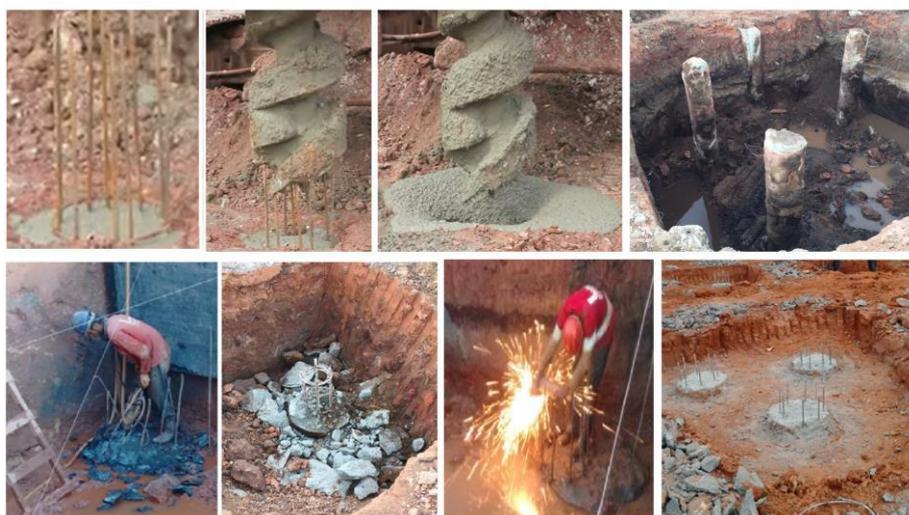


Figura 2.7 - Detalhes da terceira etapa da execução de uma estaca hélice contínua monitorada, além da preparação da fundação para execução do bloco de coroamento (Guimarães, 2021)

A figura 2.8 mostra um panorama aéreo de uma das obras recentemente realizadas na cidade de Macaé. Destaca-se que nesta obra foram executadas quase 1000 estacas hélice contínua monitoradas.



Figura 2.8 -Imagens aéreas de uma grande obra envolvendo estacas hélice contínua monitorada na cidade de Macaé. (cortesia Solo Suporte Fundações)

### 3. ESTACA STRAUSS

#### 3.1. GENERALIDADES

De acordo com a NBR 6122/2019 a estaca Strauss é uma estaca de concreto moldada in loco, executada através da escavação, mediante emprego de uma sonda (também denominada piteira), com a simultânea introdução de revestimento metálico, com guincho mecânico, em segmentos rosqueados, até que se atinja a profundidade projetada.

De acordo com a página web “theconstructor.org” a estaca Strauss faz parte de um grupo mais geral de estacas (*estacas cast-in-place*).

A tabela 3.1 apresenta estes tipos de estacas dando ênfase a quais delas são executadas no Brasil, além das frequências estimadas de execução hoje em dia.

Tabela 3.1 - Tipos de estacas *cast-in-place* e suas frequências de execução no Brasil (adaptado de <https://theconstructor.org/geotechnical/pile-foundation-material-type/25745/>, acessado em 07/06/2022).

<b>Tipo estaca</b>	<b>Executada no Brasil</b>
Estaca Simplex	Sim, baixa frequência
Estaca Franki;	Sim, baixa frequência
Estaca Vibrate;	Não
Estaca Strong;	Não
Estaca Under rhymed;	Não
Estaca Strauss;	Sim, frequentemente
Estaca Kimbersol;	Não
Estaca Welfchaulzer	Não
Estaca Raymond	Sim, baixa frequência

No presente trabalho será analisada apenas a estaca Strauss, pois é a mais utilizada no Brasil em condições usuais. Há muitos tópicos a serem considerados ao executar uma estaca Strauss, mas alguns dos principais incluem o seguinte:

- Garantir que os materiais corretos sejam usados para o trabalho;
- Seguir os procedimentos corretos para execução;
- Acompanhamento do andamento da obra e;
- Manter as normas de saúde e segurança.

As principais vantagens das estacas tipo Strauss são:

- Relativamente barata;
- Pode ser inspecionada antes da execução;
- Pode ser facilmente cortada ou estendida até o comprimento desejado;
- Não existem preocupações estruturais associadas ao transporte ou execução.

Já as principais desvantagens são:

- Elevação da superfície do terreno vizinho, o que pode levar ao adensamento e ao desenvolvimento de atrito negativo nas estacas.
- Danos por tração em estacas não reforçadas ou estacas constituídas de concreto verde (green concrete);
- Estacas danificadas constituídas por concreto verde (green concrete) sem revestimento ou com revestimento fino devido às forças laterais instaladas no solo. O concreto pode ser enfraquecido se o fluxo artesianos for canalizado para o fuste das estacas quando o tubo for retirado;
- Este tipo de estaca não pode ser utilizado em areias submersas ou em argilas muito moles saturadas (NBR 6122/2019);
- Não pode ser executada em locais com limitações de altura (devido ao “pé direito”);
- Não pode ser carregada imediatamente após a execução (devido a cura do concreto).

Segundo <https://theconstructor.org/geotechnical/classification-of-piles/1799/>, a carga máxima que a estaca Strauss suporta é de 20 a 25 tf. Segundo Velloso e Lopes (1998), a carga varia entre 20 a 65 tf.

Os diâmetros usuais utilizados para estaca Strauss são de 25 a 50 cm. Tecnicamente, de acordo com Falconi et. al. (1998), a limitação do comprimento da estaca Strauss é o nível d'água.

### 3.2. METODOLOGIA EXECUTIVA

Segundo NBR6122/19 por definição a Estaca Strauss é executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira e revestimento total com camisa metálica, auxiliada por guincho mecânico, através de segmentos rosqueados.

Após ser atingida a profundidade projetada, a moldagem é realizada lançando-se o concreto e retirando-se gradativamente o revestimento com o guincho manual e simultaneamente realiza-se o apiloamento do concreto. A execução é relativamente simples quando comparada a outros tipos de estacas, sendo o método executivo muito parecido com uma sondagem a percussão, pois é iniciada através da aplicação de repetidos golpes com um pilão para formar um pré-furo com profundidade de 1,0 m a 2,0 m, dentro do qual é colocado um segmento curto de revestimento com coroa na ponta. A seguir prossegue-se a perfuração com repetidos golpes da sonda e eventual adição de água para ajudar a remover o solo.

Na medida em que o furo é formado, os tubos de revestimento vão sendo introduzidos até que a profundidade prevista seja atingida. Concluída a perfuração, é lançada água no interior dos tubos para sua limpeza. A água e a lama são totalmente removidas pela piteira e o soquete é lavado. Durante a concretagem é utilizado um funil no interior do revestimento, possibilitando o lançamento de uma quantidade inicial suficiente para encher uma coluna de aproximadamente 1,0 m que deve ser apilado para formar a ponta da estaca.

Continuando-se a execução, este processo se repete, com a exceção de que nesta fase o revestimento metálico é retirado simultaneamente ao apiloamento do concreto para formar o fuste. A retirada do revestimento deve ser feita de forma lenta, para evitar a subida da armadura quando aplicável, e a formação de vazios, garantindo-se sempre que o nível de concreto esteja acima da ponta do tubo de revestimento. A concretagem deve ser realizada até a superfície do terreno.

No caso das estacas não sujeitas a tração e flexão, a NBR 6122/19, recomenda que a armadura pode ser aplicada armadura mínima, apenas para arranque sem função estrutural, e as barras de aço podem ser posicionadas no concreto, uma a uma, sem estribos, imediatamente após a concretagem, deixando-se para fora a espera prevista em projeto. Para estacas armadas as armaduras devem ser introduzidas antes da concretagem, neste caso o soquete deve ter diâmetro menor que o da armadura.

De acordo com PEREIRA (2013), às estacas Strauss são de fácil execução quando encontradas acima do nível d'água, e não produzem vibrações durante sua execução, evitando o risco de danos em construções vizinhas, entretanto possuem capacidade de carga relativamente baixa, porém necessitam de atenção ao ser executada abaixo do nível d'água, seu processo gera uma grande quantidade de resíduos (lama), o que pode tornar o ambiente desagradável durante sua execução.

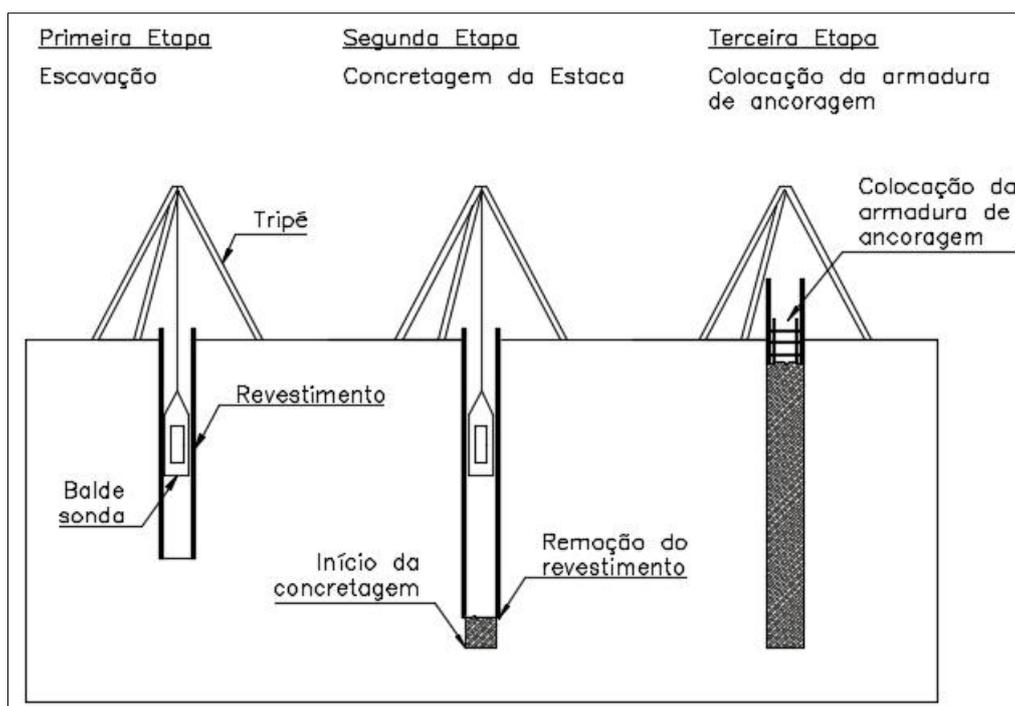


Figura 3.1 - Etapas executivas da Estaca Strauss

A figura 3.2, apresenta as etapas iniciais da execução da estaca Strauss, é possível verificar o posicionamento do equipamento e a sonda que é utilizada para realizar a escavação. Como a produção da Strauss é mais lenta, uma ou duas estacas por dia, dependendo da profundidade, é possível realizar o corte e dobra da armadura no canteiro em paralelo a execução da fundação.



Figura 3.2 - Detalhes da primeira etapa da execução da estaca Strauss, destaque para armadura típica de uma estaca com afunilamento da ponta. (autor 2021)

A figura 3.3 destaca-se a sonda, o tubo de revestimento, a locação inicial do conjunto e o início da escavação.



Figura 3.3 - Detalhes da primeira etapa da execução da estaca Strauss, destaque para lama produzida durante a escavação e os equipamentos principais da execução (Guimarães, 2021)

A figura 3.4, mostra as etapas finais da execução da estaca Strauss, é possível verificar a concretagem manual da estaca, devido à baixa produtividade, não existe viabilidade para utilizar concreto comprado direto da usina, onde o controle de qualidade é maior, sendo assim, é necessário que seja implementado um criterioso controle tecnológico do concreto moldado in loco, para investigar se o traço realizado atende as resistências características à compressão do projeto de fundações. Ao final da concretagem é realizada a retirada do revestimento que é um tubo de aço, conectado por roscas com a função de estabilizar o furo, nesta hora, o nível do concreto diminui porque

a medida que o revestimento vai saindo deixa espaços, e em seguida é necessário o preenchimento do furo para finalizar a moldagem da estaca.



Figura 3.4 - Detalhes das etapas finais da execução da estaca Strauss (autor 2021)

A figura 3.5 destaca-se o funil para concretagem na cabeça da estaca, a retirada do revestimento metálico ao passo que a concretagem vai sendo realizada e armadura da estaca posicionada.



Figura 3.5 - Detalhes das etapas finais da execução da estaca Strauss, com foco na concretagem e posicionamento da armadura (Guimarães, 2021)

## 4. CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA A COMPRESSÃO

### 4.1. GENERALIDADES

A capacidade de carga geotécnica de uma fundação corresponde à carga em que ocorre a ruptura do solo onde ela está localizada, teoricamente ocorre quando o recalque (deslocamento vertical descendente) da fundação cresce indefinidamente, sem que haja aumento significativo na magnitude da carga aplicada. Na figura 4.1 é apresentado um gráfico em que estão relacionados o recalque e a carga exercida sob a fundação, explicitando um valor exemplar da carga de ruptura ( $Q_{rup}$ ).

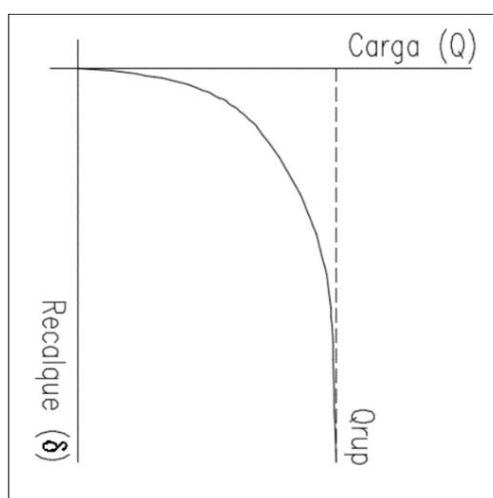


Figura 4.1 - Curva carga versus recalque de uma fundação

Para a realização de um projeto é exigido pela NBR 6122/2019 que se faça uma minoração da carga que é suportada pelo solo, isto é, são determinados fatores de segurança mínimos que são utilizados para minorar as capacidades de carga de acordo com seus respectivos tipos de fundação (de uma forma geral, para fundações profundas o fator de segurança mínimo é 2 e para fundações superficiais o fator de segurança mínimo é 3). Além disso, se faz necessária também, a verificação dos recalques admissíveis pela estrutura que será sustentada pela fundação. Portanto, se verificada a compatibilidade das cargas em relação a segurança de ruptura, e aceitabilidade sensorial da estrutura, está determinada a capacidade de carga final da fundação.

Como afirmam Velloso e Lopes (2011) através dos métodos “estáticos” é possível estimar a capacidade de carga (carga de ruptura do solo) de uma estaca, por diversas formas, que se separam em racionais ou teóricos e semiempíricos. Os métodos racionais constituem na teoria clássica de capacidade de carga, na qual é estabelecido um mecanismo de ruptura (colapso da fundação) e a partir deste é calculada a capacidade de carga. Ao longo do tempo, junto com os métodos racionais, difundiram-se os métodos semiempíricos que têm como objetivo relacionar a capacidade de carga do solo, diretamente com os resultados obtidos em ensaios como o CPT ou as sondagens com medidas de  $N_{SPT}$ . Cabe ressaltar que estes métodos são muito utilizados nas práticas de projetos de fundações profundas.

A capacidade de carga de uma estaca, na maioria das vezes, corresponde a soma das parcelas de carga resistidas pela base (resistência de ponta) e pela superfície (resistência do fuste) da estaca, deste modo a figura 4.2 demonstra as cargas atuantes em uma estaca. Em casos especiais, as estacas podem resistir ao carregamento só pela resistência da parcela de ponta ou só pela resistência da parcela do fuste.

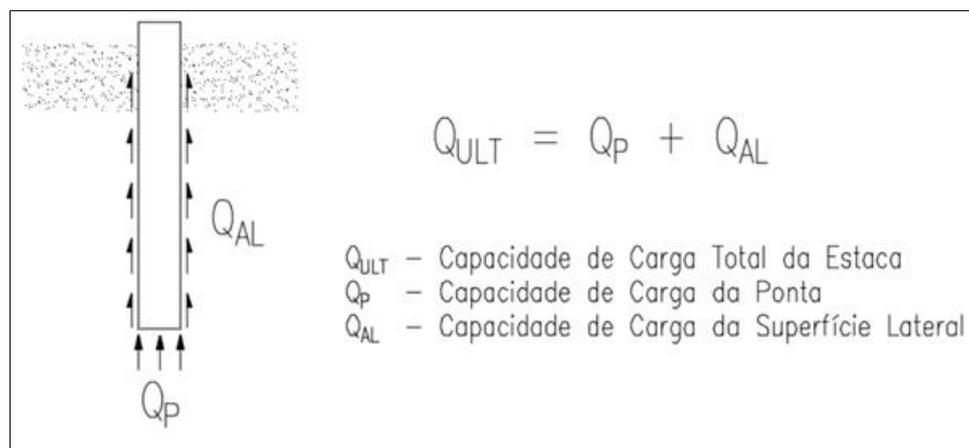


Figura 4.2 - Capacidade de carga de uma estaca

## 4.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas de fundações. Na medida em que o solo é o meio que vai suportar as cargas, sua identificação e a caracterização de seu comportamento são essenciais à solução de qualquer problema”. (MILITITSKY, 2015).

Quando se dá início ao planejamento de um projeto, a primeira etapa a ser considerada deve ser a de investigações do local onde será realizado. Como descreve a **NBR 6122/2019** o processo de investigação se inicia por um reconhecimento do local, onde o engenheiro deverá avaliar as condições topográficas, de vizinhança (se existem edificações próximas ao local), ambientais (em qual zona do plano diretor local está localizado o projeto), para definição da viabilidade de execução do projeto,

Completada a primeira etapa de investigações, inicia-se o processo de análise geotécnica do local, a **NBR 6122/2019** afirma que:

“(...) para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT), visando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d’água e a medida dos índices de resistência à penetração  $N_{SPT}$ ”.

Sendo assim, é de responsabilidade do engenheiro encarregado a fiscalização para que todos os procedimentos necessários sejam realizados corretamente.

A **NBR 8036/1983: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios** e **NBR 6484/2001: Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio** define as diretrizes para determinar o número de ensaios a serem realizados, assim como a distribuição destes ensaios na área do terreno, de acordo com a área de projeção em planta da edificação, e também os critérios de execução dos ensaios de sondagem.

Ainda assim, em determinados casos, podem ser utilizados ensaios mais simples que o SPT como o ensaio de Dynamic Probe Light (DPL), ou penetrômetro de bolso para auxílio. E também existem casos em que são necessários processos minuciosos como investigações geotécnicas complementares, dentre elas destacam-se os ensaios de piezocone (CPTU), dilatômetro de Marchetti plano (DMT), pressiômetro (PMT), palheta (VST). Estes ensaios podem ser necessários dependendo do porte e sensibilidade da obra, por exemplo: hidroelétricas, barragens, usinas de energia - assim como outros ensaios que podem fornecer com maior precisão, as características do solo local (e.g.: ensaios de laboratório em amostras indeformadas).

No Brasil, de acordo com MILITITSKY (2015), o programa preliminar de investigação geotécnica é normalmente desenvolvido com base em ensaios com medida do  $N_{SPT}$ . Tal fato, em alguns casos, pode ser oriundo da falta de conhecimento, negligência ou imprudência de engenheiros e construtores.

O relato de casos de patologia em obras de grande e pequeno porte não é frequente, o que dificulta a análise estatística de suas ocorrências. Não existe nenhum mecanismo de registro e acompanhamento de obras que identifique a ocorrência de patologias em empreendimentos.

#### 4.3. AOKI E VELLOSO COM A CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

Para determinar a carga resistente última de uma estaca, utiliza-se a seguinte expressão:

$$Q_{ULT} = \frac{A_b \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_1} + U \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \cdot \Delta L \quad (1)$$

Os coeficientes  $K$  e  $\alpha$ , são correlações associadas ao tipo de solo. O  $N_{SPT}$  é o índice de resistência à penetração do ensaio de sondagem a percussão. Já os valores de  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de escala e execução que variam de acordo com o tipo de estaca utilizada.

A tabela 4.1 apresenta os coeficientes  $K$  e  $\alpha$  definidos por Monteiro (1997) para serem utilizados em tal metodologia.

Tabela 4.1 - Valores de  $K$  e  $\alpha$  sugeridos por Monteiro (1997)

<b>Tipo de solo</b>	<b>K (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	730,0	2,1
Areia argilosa	540,0	2,8
Areia argilo-siltosa	570,0	2,9
Areia silto-argilosa	630,0	2,4
Areia siltosa	680,0	2,8
Argila	250,0	5,5
Argila arenosa	440,0	3,2
Argila areno-siltosa	300,0	3,8
Argila silto-arenosa	330,0	4,1
Argila siltosa	260,0	4,5
Silte	480,0	3,2
Silte areno-argiloso	450,0	3,2
Silte arenoso	500,0	3,0
Silte argilo-arenoso	400,0	3,3
Silte argiloso	320,0	3,6

A tabela 4.2 apresenta os coeficientes F1 e F2 definidos por Monteiro (1997) para serem utilizados em tal metodologia.

Tabela 4.2 - Valores de F1 e F2 sugeridos por Monteiro (1997).

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Franki fuste apilado	2,3	3,0
Franki fuste vibrado	2,3	3,2
Hélice Contínua	3,0	3,8
Microestaca	2,2	2,5
Raiz	2,2	2,4
Presso ancoragem	2,2	2,1
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada de concreto percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto prensagem	1,2	2,3
Strauss	4,2	3,9
VibroFRANKI	2,4	3,2

Para o método Aoki-Velloso contribuição Monteiro (1997), não devem ser utilizados valores de  $N_{SPT}$  acima de 50 golpes.

Para a resistência de ponta utiliza-se a média entre os resultados de  $N_{SPT}$  de distâncias equivalentes a 7 vezes e 3,5 vezes o tamanho da base da estaca, acima e abaixo de sua profundidade de assentamento respectivamente.

Destaca-se que para a resistência associada ao atrito lateral são considerados todos os  $N_{SPT}$ 's ao longo do fuste.

#### 4.4. DECOURT E QUARESMA (1978, 1996)

Para determinar a carga resistente última de uma estaca, utiliza-se a seguinte expressão:

$$Q_{ULT} = A_B \cdot \alpha \cdot q_{P,ULT} + U \sum \beta \cdot \tau_{L,ULT} \cdot \Delta L \quad (2)$$

Para esta contribuição, os valores de  $q_{P,ULT}$  e  $\tau_{L,ULT}$ , são obtidos através de:

$$q_{P,ULT} = C \cdot N_{SPT} \quad (3)$$

$$\tau_{L,ULT} = 10 \cdot \left( \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (4)$$

Substituindo as equações (3) e (4) nos termos de (2), define-se a equação final para o cálculo da capacidade de carga última.

$$Q_{ULT} = A_B \cdot \alpha \cdot C \cdot N_{SPT} + U \sum \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \quad (5)$$

O coeficiente C varia de acordo com o tipo de solo e empregado de acordo com a tabela 4.3 apresentada a seguir.

Tabela 4.3 - Coeficiente C para os tipos de solo.

Tipo de Solo	C (kN/m <sup>2</sup> )
Areia	400,0
Solos Intermediários	200,0
Argila	120,0

Onde os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  correspondem ao tipo de estaca e ao tipo de solo onde será executada.

A tabela 4.4 mostra o coeficiente  $\alpha$  que é empregado no método de Décourt e Quaresma (1996).

Tabela 4.4 - Coeficiente  $\alpha$  de acordo com o tipo de estaca e tipo do solo

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>Argila</b>	<b>Intermediária</b>	<b>Areia</b>
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada em geral	0,80	0,65	0,50
Escavada com lama bentonítica	0,90	0,75	0,60
Hélice contínua	1,00	1,00	1,00
Raiz	1,50	1,50	1,50
Injetadas (alta pressão)	3,00	3,00	3,00

A tabela 4.5 mostra o coeficiente  $\beta$  que deve ser empregado no método de Décourt e Quaresma (1996).

Tabela 4.5 - Coeficiente  $\beta$  de acordo com o tipo de estaca e tipo do solo

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>Argila</b>	<b>Intermediária</b>	<b>Areia</b>
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada em geral	0,80	0,65	0,50
Escavada com lama bentonítica	0,90	0,75	0,60
Hélice contínua	1,00	1,00	1,00
Raiz	1,50	1,50	1,50
Injetadas (alta pressão)	3,00	3,00	3,00

Para a resistência de ponta utiliza-se a média dos  $N_{SPT}$  da ponta, um imediatamente superior e um imediatamente inferior a ela. E para a resistência lateral calcula-se a média dos  $N_{SPT}$  ao longo do fuste da estaca, e obtêm-se um determinado valor de atrito lateral correspondente a esta média.

Para a parcela de resistência associada ao atrito lateral consideram-se os valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta.

Os autores recomendam que sejam utilizados fatores de segurança parciais para a ponta -  $FSP = 4$  (ponta) - e para o atrito lateral -  $FSL = 1,3$  (área lateral)

Os autores recomendam caso  $N_{SPT}$  seja menor que 3 golpes, considerar 3. Caso  $N_{SPT}$  seja maior que 50 golpes, considerar 50.

#### 4.5. MILITISKY E ALVES (1985)

Para determinar a capacidade de carga a ruptura geotécnica de estacas escavadas mecanicamente ou tipo Strauss, utiliza-se a seguinte expressão:

$$R = A_p M_2 N_p + M_1 N_l PL \quad (6)$$

Onde:

$M_1, M_2$  = coeficientes de proporcionalidade de acordo com o tipo de estaca;

$N_p$  = média dos valores de  $N_{spt}$  na ponta da estaca, o valor imediatamente acima e o valor imediatamente abaixo da cota de assentamento da estaca;

$N_l$  = média dos valores de  $N_{spt}$  ao longo do fuste da estaca, até o valor imediatamente acima da cota da ponta da estaca, excluindo o mesmo.

A tabela 4.6 apresenta os valores de  $M_1$   $M_2$  apresentados por Milititsky e Alves (1985) para estacas com perfuração mecânica (hélice contínua monitorada) e tipo Strauss.

Tabela 4.6 - Valores para os coeficientes  $M_1$  e  $M_2$ , propostos por Milititsky e Alves (1985)

Tipo de Escavação	M1 [kPa]	M2 [kPa]
Perfuração mecânica	2,45	60
Tipo Strauss	2,35	90

## 5. ESTUDO DE CASO: OBRA RESIDENCIAL SITUADA NO LOTEAMENTO ALPHAVILLE, RIO DAS OSTRAS - RJ.

### 5.1. LOCALIZAÇÃO

A construção fica localizada na cidade de Rio das Ostras no estado do Rio de Janeiro, na região dos lagos. A figura 5.1 mostra uma vista aérea da região. Destaca-se que o local está situado entre o mar e uma lagoa, fazendo com que uma atenção especial seja necessária para as fundações.

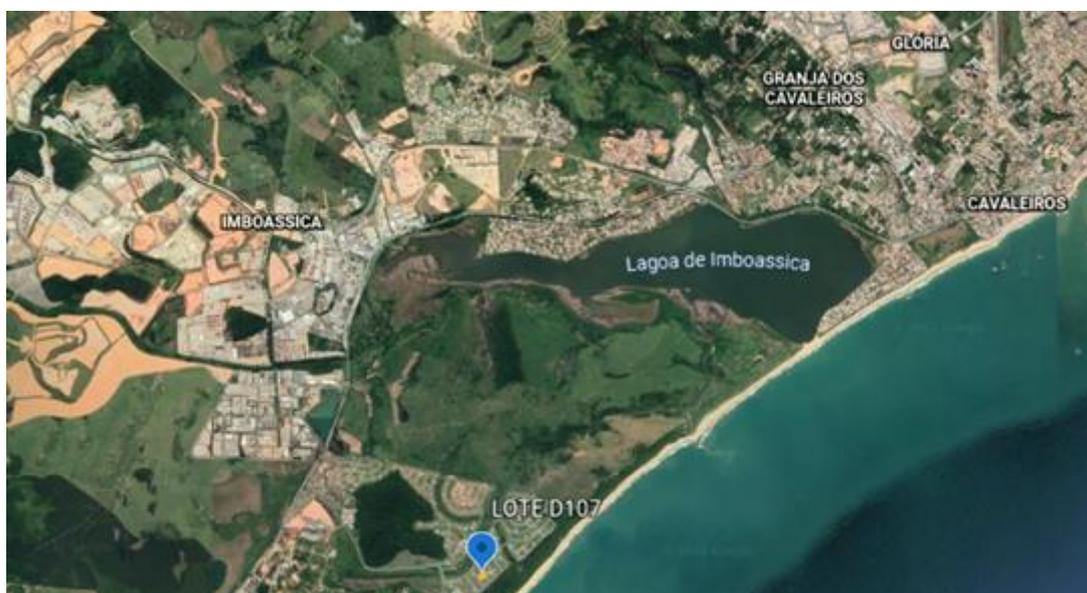


Figura 5.1 - Localização da construção na cidade (software google maps adaptado pelo autor)

O terreno onde a obra foi realizada possui 450 metros quadrados com dimensões de 30 metros de comprimento e 15 metros de largura. Sendo um lote padrão do empreendimento realizado na região. Durante a visita de campo o terreno já se encontrava terraplanado e limpo, com apenas vegetação rasteira. Com efeito, o condomínio, muito conhecido na região, abriga uma casa de alto padrão e chama-se Alphaville Rio Costa do Sol e está situado bem próximo à divisa com a cidade de Macaé. Dentro das dependências do condomínio o endereço do lote está cadastrado como Alameda Rio Madeira, sem número, Quadra D, Portaria 01, Lote 07, loteamento Alphaville, conforme figura 5.2.



Figura 5.2 - Localização da construção no condomínio

(<https://www.google.com/maps/place/Alphaville+Rio+Costa+do+Sol/@-22.4369842,-41.8485418,165mAlphaville+Rio+Costa+do+Sol/@-22.4369842,-41.8485418,165m>, acessado em 01/06/2021 e 13/06/2022)

Vale destacar que a região está em pleno crescimento. O quarteirão que em meados de junho de 2021 ainda não possuía nenhuma casa, agora, cerca de 1 ano depois, já existem quatro residências construídas.

Um levantamento de campo realizado recentemente pelo autor do presente trabalho, constatou que todas as casas existentes no entorno possuem fundações em estacas tipo Strauss.

## 5.2. CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO

O projeto consiste na construção de uma edificação residencial unifamiliar, térrea de alto padrão, com área total construída de aproximadamente duzentos e quinze metros quadrados (215 m<sup>2</sup>). O percentual de área construída em relação ao terreno é de cerca de 45%.

A arquitetura é composta por sala ampla com pé direito elevado (quatro metros de altura), cozinha americana, área de serviço, banheiro social, lavabo e três dormitórios (2 suítes). Além disso, ainda possui um escritório, espaço gourmet provido de churrasqueira e estacionamento coberto com vaga de garagem para dois carros.

A figura 5.3 apresenta a planta de arquitetura. Destaca-se que nesta planta aparece a locação dos pilares que serviram de base para locar as fundações.





Figura 5.4 - Imagem recente da edificação. (fonte: autor)

### 5.3. CAMPANHA DE ENSAIOS

Como de costume na região, foram realizados apenas ensaios de sondagem a percussão com medida de  $N_{SPT}$ . De acordo com a NBR 8036/1983 - Programação de sondagens de simples reconhecimento de solo para fundações de edifícios - edificações com até  $200m^2$  são necessários dois furos de sondagem. Como a edificação possui  $215m^2$ , considerou-se pelo projetista 2 furos de sondagem suficientes.

A figura 5.5 apresenta o SP01 realizado em um dos extremos do terreno. Cabe destacar que as sondagens foram realizadas no mês de junho de 2021.



A partir da análise dos boletins de sondagem SP01 e SP02 observa-se em linhas gerais que o perfil do subsolo é composto por uma extensa camada de argila orgânica mole com baixa resistência à penetração do amostrador padrão da sondagem. Essa camada possui cerca de 10 metros de espessura ( $N_{SPT} = 0$ ), com uma lente de aproximadamente 2-3 metros de espessura com uma resistência maior na profundidade de 5 metros ( $4 < N_{SPT} < 11$ ). A partir do décimo metro o solo começa a ganhar resistência rapidamente, até que por volta dos 15 metros de profundidade a sondagem foi paralisada, pois o encontrou-se o impenetrável de com NBR 8464/2001. O nível d'água se encontra a cerca de 3,5 metros.

A análise detalhada dos dois boletins de sondagem indica que o SP01 fornece uma capacidade de carga geotécnica menor do solo. Assim, o projeto das fundações foi calculado neste perfil de sondagem (SP01).

## 6. AVALIAÇÃO TÉCNICO-ECONÓMICA DAS FUNDAÇÕES DO EMPREENDIMENTO

### 6.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DAS FUNDAÇÕES

#### 6.1.1. Considerações Gerais

##### a) Superestrutura:

O cálculo estrutural da edificação foi realizado considerando que a estrutura é hiperestática e que seus apoios (fundações) são indeslocáveis (condição de engastamento). Essa hipótese, que normalmente é adotada por projetistas estruturais (para estruturas convencionais), acaba penalizando as fundações, pois muitas vezes os esforços oriundos dessa hipótese são maiores do que na realidade, quando se considera a interação solo-estrutura (hipótese de Winkler - “apoio de mola”).

A tabela 6.1 apresenta os esforços e a geometria dos 27 pilares da obra. A ordem de apresentação dos pilares segue uma ordem crescente de carregamento, onde o pilar P24 é o menos carregado, com 6,4tf (62,78kN) e o mais carregado, o P25 com 23,8tf (233,48kN).

Tabela 6.1 - Cargas e características provenientes da estrutura

Pilar	Seção (cm)	Carga (tf)
P24	14x30	6,4
P26	14x60	6,9
P22	20x30	7,1
P3	14x30	7,8
P19	14x30	7,9
P17	14x30	8,8
P14	14x30	9,2
P1	14x30	9,4
P18	14x30	9,4

P8	14x30	9,6
P12	14x30	9,8
P10	14x30	9,9
P6	14x30	10,4
P11	14x30	10,6
P4	14x30	11,2
P23	14x30	11,3
P9	14x30	12,5
P7	14x30	12,8
P27	20x40	12,9
P13	14x50	13
P16	14x30	13,6
P2	14x30	14,4
P20	14x40	15,3
P15	14x30	15,7
P21	14x40	18,7
P5	14x30	18,9
P25	14x40	23,8

Para uma melhor visualização da disposição dos pilares da construção, a figura 6.1 apresenta um mapa de cargas da edificação. Assim, é possível através das respectivas cargas estruturais, observar a distribuição das cargas ao longo da estrutura. Cabe destacar que o P25 suporta um balanço na fachada e ainda cargas provenientes do pé direito duplo. Outros pilares que merecem destaque são o P5 e P21 que suportam platibandas ou possuem vãos maiores que 5 metros.

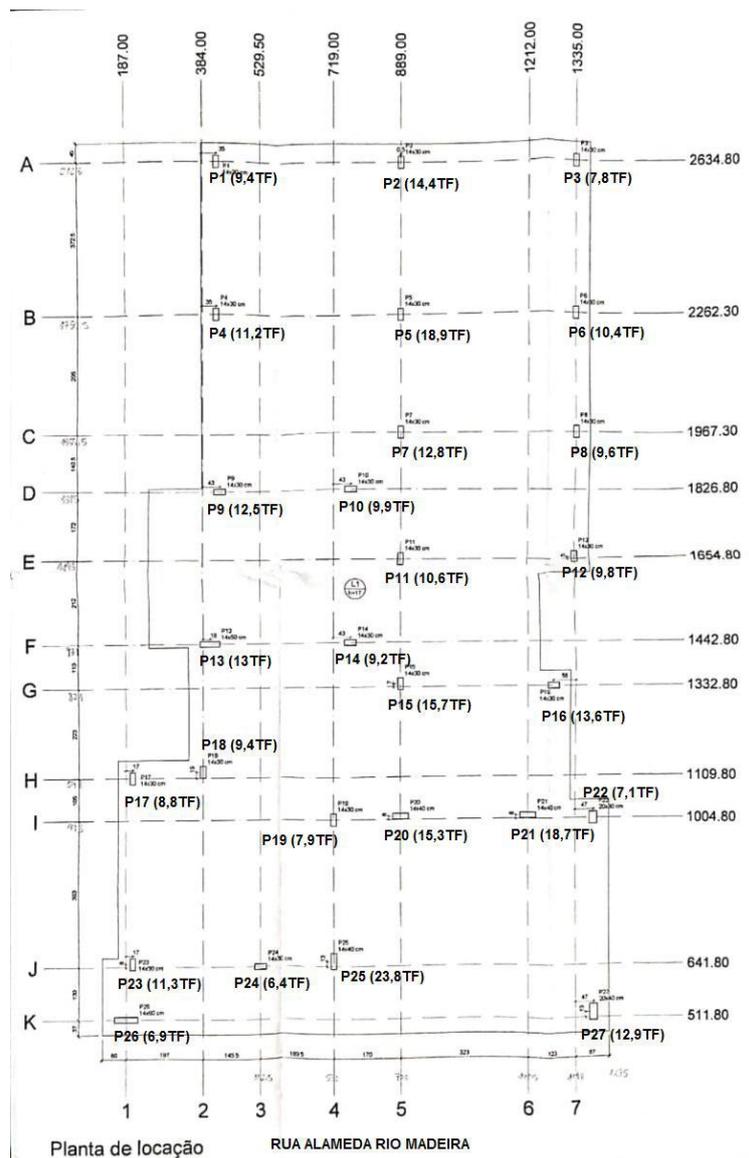


Figura 6.1 - Mapa de carga da estrutura

b) Fundações - aspectos geotécnicos

O projeto considerou estacas tipo hélice contínua monitorada e tipo Strauss, ambas com 30 cm de diâmetro.

A estaca hélice contínua monitorada foi considerada, pois entende-se que o terreno possui o apoio logístico necessário e este tipo de equipamento está disponível na região. Além disso, o monitoramento deste tipo de fundação durante sua execução traz maior segurança para a edificação, principalmente em perfis de solo como o da região (argila mole com nível d'água elevado).

Já a estaca tipo Strauss, foi considerada, pois todas as casas da região adotaram este tipo de fundação. Porém, é importante ressaltar que a NBR 6122/2019 não recomenda estacas tipo Strauss para este tipo de perfil.

Para a estimativa da capacidade de carga geotécnica a ruptura das fundações foram utilizados os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso com a contribuição de Monteiro (1997), Decourt e Quaresma (1978, 1996) e Milititsky e Alves (1985).

É extremamente importante ressaltar que com relação a contribuição das resistências de ponta e do fuste das estacas para a estimativa da capacidade de carga geotécnica foram consideradas hipóteses distintas para a hélice contínua monitorada e Strauss. Tal fato deve-se à recente revisão da NBR 6122.

Nesse contexto, apresentam-se as considerações originais da NBR 6122/2019 para a estaca hélice contínua monitorada e as considerações originais da NBR 6122/2010 para o caso específico de estacas escavadas (tipo Strauss).

**a) NBR 6122/2019 (estacas hélice contínua monitoradas):**

Item 8.2.1.2 Métodos estáticos: “Podem ser teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos, ou semiempíricos, quando são usadas correlações com ensaios in situ.

Na análise das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca ou tubulão. (...)

(...) O projeto de estacas escavadas com estabilização das paredes auxiliada por fluido estabilizante, bem como de estacas hélice contínua, deve, sempre que considerar a contribuição da resistência de ponta, fazer menção explícita a esse critério. O executor deve, antes da execução, assegurar que são cumpridos os procedimentos executivos mínimos, especificados nos Anexos J e N (hélice), de forma a obter o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo competente ou rocha. Nessas condições, na verificação do ELU a resistência da ponta terá como limite superior o valor da resistência de atrito lateral:  $R_p < R_l$  e  $P_{adm} =$

$(R_p + R_l)/2$ . Caso o contato efetivo entre o concreto e o solo firme ou rocha não possa ser assegurado pelo executor, o projeto deve ser revisto: os comprimentos das estacas devem ser ajustados, na verificação de ELU, à condição de resistência nula na ponta:  $R_p = 0$  e  $P_{adm} = R_l/2$ .”

Anexo N (Estaca hélice contínua monitorada) - N5  
Concretagem: “Atingida a cota de ponta prevista no projeto e com toda a tubulação cheia de concreto, conforme acima, inicia-se a fase de concretagem da estaca. Nesta operação deve existir perfeita coordenação entre os operadores do equipamento da hélice contínua e do responsável pela bomba do concreto que opera o cocho. O operador do equipamento avisa por um sinal sonoro o operador do cocho para que este comece o lançamento do concreto e concomitantemente se inicia o levantamento do trado da hélice contínua para expulsão da tampa e início da concretagem. Desta forma, procura-se garantir o contato efetivo do concreto da ponta da estaca com o solo competente. Não se permite subir o trado da hélice contínua, para possibilitar a expulsão da tampa antes do início do lançamento do concreto.”

**b) NBR 6122/2010 (estacas escavadas - Strauss):**

Item 8.2.1.2 Métodos estáticos: “No caso específico de estacas escavadas, a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Quando superior a este valor, o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor.”

A fim de facilitar o entendimento das considerações da NBR 6122/2010 e 2019, para estacas escavadas e hélice contínua monitoradas respectivamente, apresenta-se na tabela 6.2 as hipóteses adotadas neste trabalho acerca das parcelas de capacidade de carga da ponta e fuste das estacas.

Tabela 6.2 - Considerações para estimativa de capacidade de carga geotécnica das parcelas de ponta e fuste das estacas tipo hélice contínua monitorada e Strauss.

Tipos de estaca	Considerações acerca das parcelas de capacidade de carga da ponta e fuste das estacas neste trabalho
<p>Hélice Contínua Monitorada (adaptado de NBR 6122/2019) <i>(considerando que na operação existe perfeita coordenação entre os operadores do equipamento da hélice contínua e do responsável pela bomba do concreto que opera o cocho. O operador do equipamento avisa por um sinal sonoro o operador do cocho para que este comece o lançamento do concreto e concomitantemente se inicia o levantamento do trado da hélice contínua para expulsão da tampa e início da concretagem).</i></p>	<p><math>R_p \leq R_l</math>  <math>P_{adm} = P_{seg} = (R_p + R_l)/F.S.</math>            onde:  <math>R_p</math> - resistência de ponta;  <math>R_l</math> - resistência atrito lateral (fuste);  <math>P_{seg}</math> - capacidade de carga de segurança.  <math>P_{adm}</math> - capacidade de carga admissível;  <math>F.S.</math> - Fator de segurança adequado à ruptura (<math>F.S. \geq 2</math>).</p>
<p>Strauss (adaptado de NBR 6122/2010)</p>	<p><math>P_l \geq 0,8 Prup</math>  <math>P_p \leq 0,2 Prup</math>  <math>Prup = P_p + P_l</math>            onde:  <math>P_l</math> - resistência atrito lateral (fuste) à ruptura;  <math>P_p</math> - resistência ponta à ruptura;  <math>Prup</math> - capacidade de carga à ruptura.</p>

Em síntese, para a estaca hélice contínua monitorada, considerou-se o exposto na NBR 6122/2019, ou seja, uma boa qualidade na produção da ponta da estaca. Assim pode-se admitir que a parcela de contribuição da resistência de ponta tem como limite superior o valor estimado da parcela de contribuição da resistência do atrito lateral. Vale frisar que, neste caso, seria obrigatória a utilização de um sinalizador sonoro de comunicação entre o operador do cocho da bomba de lançamento do concreto e o operador do trado de perfuração da estaca.

Por outro lado, para a estaca Strauss, a hipótese adotada (adaptada da NBR 6122/2010) implica que a capacidade de carga a ruptura da ponta da estaca não pode superar 20% da capacidade de carga à ruptura total.

Na figura 6.2 é ilustrado o organograma adotado para a estimativa da capacidade de carga geotécnica a partir dos métodos semiempíricos e as hipóteses mencionadas.

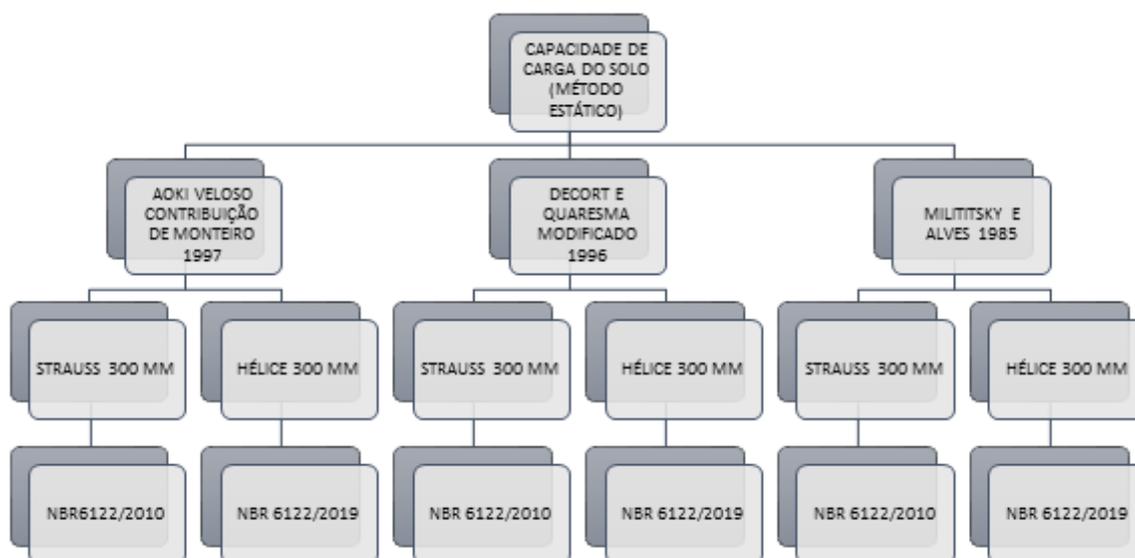


Figura 6.2 - Organograma utilizado para estimativa da capacidade de carga geotécnica

### 6.1.2. Capacidade de Carga à Ruptura

A tabela 6.3 apresenta as estimativas utilizando o método de Aoki e Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) para a estaca tipo Strauss com diâmetro de 300mm e o boletim de sondagem SP01 - AS30.

Tabela 6.3 - Capacidade de carga geotécnica à ruptura - AS30.

AS30						
Cota(m)	Nspt	Material	Qponta (tf)	Qfuste (tf)	Qponta + Qfuste (tf)	Qttotal considerado
0 a 1	0	Argila arenosa	0,00	0,00	0,00	0,00
1 a 2	11	Argila arenosa	0,37	3,74	4,11	4,11
2 a 3	0	Argila arenosa	0,37	3,74	4,11	4,11
3 a 4	0	Argila	1,05	3,74	4,79	4,68
4 a 5	0	Argila	1,91	3,74	5,65	4,68
5 a 6	10	Argila	1,03	7,07	8,09	8,09
6 a 7	5	Argila	0,50	8,73	9,23	9,23
7 a 8	0	Argila	0,17	8,73	8,89	8,89
8 a 9	0	Argila	0,00	8,73	8,73	8,73
9 a 10	0	Argila	1,47	8,73	10,20	10,20

10 a 11	0	Argila arenosa	7,69	8,73	16,41	10,91
11 a 12	14	Argila arenosa	12,78	13,49	26,27	16,86
12 a 13	25	Argila arenosa	17,90	22,00	39,90	27,50
13 a 14	37	Argila arenosa	21,37	34,59	55,96	43,23
14 a 15	46	Argila arenosa	22,95	50,24	73,18	62,80
15 a 16	50	Argila arenosa	23,38	67,25	90,63	84,06

A tabela 6.4 apresenta as estimativas utilizando o método de Aoki e Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) para a estaca tipo Hélice Contínua Monitorada com diâmetro de 300mm e o boletim de sondagem SP01 - AH30.

Tabela 6.4 - Capacidade de carga geotécnica à ruptura - AH30.

<b>AH30</b>						
Cota(m)	Nspt	Material	Qponta (tf)	Qfuste (tf)	Qponta + Qfuste (tf)	Qttotal considerado
0 a 1	0	Argila arenosa	0,00	0,00	0,00	0,00
1 a 2	11	Argila arenosa	0,37	3,84	4,21	4,21
2 a 3	0	Argila arenosa	0,37	3,84	4,21	4,21
3 a 4	0	Argila	1,47	3,84	5,31	5,31
4 a 5	0	Argila	2,54	3,84	6,38	6,38
5 a 6	10	Argila	1,24	7,25	8,49	8,49
6 a 7	5	Argila	0,50	8,96	9,46	9,46
7 a 8	0	Argila	0,17	8,96	9,12	9,12
8 a 9	0	Argila	0,00	8,96	8,96	8,96
9 a 10	0	Argila	2,06	8,96	11,02	11,02
10 a 11	0	Argila arenosa	10,57	8,96	19,53	17,91
11 a 12	14	Argila arenosa	17,37	13,85	31,21	27,69
12 a 13	25	Argila arenosa	24,05	22,58	46,62	45,15
13 a 14	37	Argila arenosa	28,48	35,50	63,98	63,98
14 a 15	46	Argila arenosa	30,35	51,56	81,91	81,91
15 a 16	50	Argila arenosa	30,78	69,02	99,81	99,81

A tabela 6.5 apresenta as estimativas utilizando o método de Decourt e Quaresma modificado (1996) para a estaca tipo Strauss com diâmetro de 300mm e o boletim de sondagem SP01 - DS30.

Tabela 6.5 - Capacidade de carga geotécnica à ruptura - DS30.

<b>DS30</b>						
Cota(m)	Nspt	Material	Qponta (tf)	Qfuste (tf)	Qponta + Qfuste (tf)	Qtotal considerado
0 a 1	0	Argila	2,20	0,00	2,20	0,00
1 a 2	11	Argila	2,20	0,00	2,20	0,00
2 a 3	0	Argila	0,00	7,04	7,04	7,04
3 a 4	0	Argila	2,00	6,41	8,41	8,01
4 a 5	0	Argila	3,00	6,70	9,71	8,38
5 a 6	10	Argila	3,00	7,54	10,54	9,42
6 a 7	5	Argila	1,00	10,86	11,86	11,86
7 a 8	0	Argila	0,00	12,90	12,90	12,90
8 a 9	0	Argila	0,00	13,50	13,50	13,50
9 a 10	0	Argila	2,80	14,14	16,94	16,94
10 a 11	0	Argila	7,81	15,08	22,89	18,85
11 a 12	14	Argila	15,22	16,59	31,81	20,73
12 a 13	25	Argila	21,63	20,01	41,64	25,02
13 a 14	37	Argila	26,64	27,50	54,14	34,37
14 a 15	46	Argila	29,24	38,16	67,40	47,70
15 a 16	50	Argila	30,04	51,16	81,20	63,95

A tabela 6.6 apresenta as estimativas utilizando o método de Decourt e Quaresma modificado (1996) para a estaca tipo Hélice Contínua Monitorada com diâmetro de 300mm e o boletim de sondagem SP01 - DH30.

Tabela 6.6 - Capacidade de carga geotécnica à ruptura - DH30.

<b>DH30</b>						
Cota(m)	Nspt	Material	Qponta (tf)	Qfuste (tf)	Qponta + Qfuste (tf)	Qttotal considerado
0 a 1	0	Argila	0,78	0,00	0,78	0,00
1 a 2	11	Argila	0,78	0,00	0,78	0,00
2 a 3	0	Argila	0,00	8,80	8,80	8,80
3 a 4	0	Argila	0,71	8,01	8,72	8,72
4 a 5	0	Argila	1,06	8,38	9,44	9,44
5 a 6	10	Argila	1,06	9,42	10,49	10,49
6 a 7	5	Argila	0,35	13,57	13,93	13,93
7 a 8	0	Argila	0,00	16,13	16,13	16,13
8 a 9	0	Argila	0,00	16,87	16,87	16,87
9 a 10	0	Argila	0,99	17,67	18,66	18,66
10 a 11	0	Argila	2,76	18,85	21,61	21,61
11 a 12	14	Argila	5,37	20,73	26,11	26,11
12 a 13	25	Argila	7,63	25,02	32,65	32,65
13 a 14	37	Argila	9,40	34,37	43,78	43,78
14 a 15	46	Argila	10,32	47,70	58,02	58,02
15 a 16	50	Argila	10,60	63,95	74,56	74,56

A tabela 6.7 apresenta as estimativas utilizando o método de Milititsky e Alves (1985) para a estaca tipo Strauss com diâmetro de 300mm e o boletim de sondagem SP01 - MS30.

Tabela 6.7 - Capacidade de carga geotécnica à ruptura - MS30.

<b>MS30</b>						
Cota(m)	Nspt	Material	Qponta (tf)	Qfuste (tf)	Qponta + Qfuste (tf)	Qtotol considerado
0 a 1	0	Argila arenosa	2,33	0,00	2,33	0,00
1 a 2	11	Argila arenosa	2,33	0,00	2,33	0,00
2 a 3	0	Argila arenosa	0,00	4,87	4,87	4,87
3 a 4	0	Argila	2,12	3,65	5,78	4,57
4 a 5	0	Argila	3,18	3,25	6,43	4,06
5 a 6	10	Argila	3,18	3,05	6,23	3,81
6 a 7	5	Argila	1,06	5,58	6,64	6,64
7 a 8	0	Argila	0,00	6,72	6,72	6,72
8 a 9	0	Argila	0,00	6,58	6,58	6,58
9 a 10	0	Argila	2,97	6,48	9,45	8,10
10 a 11	0	Argila arenosa	8,27	6,40	14,67	8,00
11 a 12	14	Argila arenosa	16,12	6,33	22,45	7,92
12 a 13	25	Argila arenosa	22,90	9,66	32,57	12,08
13 a 14	37	Argila arenosa	28,20	15,60	43,80	19,50
14 a 15	46	Argila arenosa	30,96	24,33	55,29	30,41
15 a 16	50	Argila arenosa	31,81	35,12	66,93	43,90
16 a 17	50	Argila arenosa	31,81	46,78	78,59	58,47

A tabela 6.8 apresenta as estimativas utilizando o método de Milititsky e Alves (1985) para a estaca tipo Hélice Contínua Monitorada com diâmetro de 300mm e o boletim de sondagem SP01 - MH30.

Tabela 6.8 - Capacidade de carga geotécnica à ruptura - MH30.

MH30						
Cota(m)	Nspt	Material	Qponta (tf)	Qfuste (tf)	Qponta + Qfuste (tf)	Qtotal considerado
0 a 1	0	Argila arenosa	1,56	0,00	1,56	0,00
1 a 2	11	Argila arenosa	1,56	0,00	1,56	0,00
2 a 3	0	Argila arenosa	0,00	5,08	5,08	5,08
3 a 4	0	Argila	1,41	3,81	5,22	5,22
4 a 5	0	Argila	2,12	3,39	5,51	5,51
5 a 6	10	Argila	2,12	3,17	5,30	5,30
6 a 7	5	Argila	0,71	5,82	6,53	6,53
7 a 8	0	Argila	0,00	7,00	7,00	7,00
8 a 9	0	Argila	0,00	6,86	6,86	6,86
9 a 10	0	Argila	1,98	6,75	8,73	8,73
10 a 11	0	Argila arenosa	5,51	6,67	12,18	12,18
11 a 12	14	Argila arenosa	10,74	6,60	17,35	13,21
12 a 13	25	Argila arenosa	15,27	10,08	25,34	20,15
13 a 14	37	Argila arenosa	18,80	16,26	35,06	32,52
14 a 15	46	Argila arenosa	20,64	25,36	46,00	46,00
15 a 16	50	Argila arenosa	21,21	36,62	57,82	57,82

### 6.1.3. Fatores de Segurança e Profundidades Recomendadas das Estacas

O fator de segurança real (FS real) pode ser obtido pela razão entre a capacidade de carga à ruptura do solo (Qponta e/ou Qfuste) e a carga transmitida por cada pilar para as fundações.

$$FS \text{ real} = \frac{(Qponta+Qfuste)}{Carga \text{ Pilar}} \quad (7)$$

O conhecimento dos fatores de segurança reais para cada profundidade das fundações é essencial para a determinação dos comprimentos finais das estacas a serem executadas. Naturalmente, para as fundações profundas, o fator de segurança mínimo deve ser 2, de acordo com a recomendação da NBR 6122/2019.

Nesse contexto, foram calculados os fatores de segurança reais para as hipóteses adotadas neste trabalho. Além disso, destaca-se que esses fatores de segurança foram obtidos considerando estacas com comprimento variando entre 11m e 16m. Com efeito, a cor verde nas tabelas a seguir representam as profundidades em que os fatores de segurança superam o mínimo exigido por norma.

A tabela 6.9 apresenta os valores calculados para os fatores de segurança real das estacas pelo método Aoki e Velloso para estaca tipo Strauss.

A tabela 6.10 explicita os valores calculados para os fatores de segurança real das estacas pelo método Aoki e Velloso para estaca tipo Hélice Contínua.

A tabela 6.11 apresenta os valores calculados para os fatores de segurança real das estacas pelo método Décourt e Quaresma modificado para estaca tipo Strauss.

A tabela 6.12 explicita os valores calculados para os fatores de segurança real das estacas pelo método Décourt e Quaresma modificado para estaca tipo Hélice Contínua.

A tabela 6.13 apresenta os valores calculados para os fatores de segurança real das estacas pelo método Milititsky e Alves para estaca tipo Strauss.

A tabela 6.14 apresenta os valores calculados para os fatores de segurança real das estacas pelo método Milititsky e Alves para estaca tipo Hélice Contínua.

Tabela 6.9 – Fator de segurança real para AS30

Aoki e Veloso com a contribuição de Monteiro (1997) para a estaca tipo Strauss							
Nº Pilar	Carga (tf)	FS REAL (11m)	FS REAL (12m)	FS REAL (13m)	FS REAL (14m)	FS REAL (15m)	FS REAL (16m)
P24	6,4	1,70	2,63	4,30	6,76	9,81	13,14
P26	6,9	1,58	2,44	3,98	6,27	9,10	12,18
P22	7,1	1,54	2,38	3,87	6,09	8,84	11,84
P3	7,8	1,40	2,16	3,53	5,54	8,05	10,78
P19	7,9	1,38	2,13	3,48	5,47	7,95	10,64
P17	8,8	1,24	1,92	3,12	4,91	7,14	9,55
P14	9,2	1,19	1,83	2,99	4,70	6,83	9,14
P1	9,4	1,16	1,79	2,93	4,60	6,68	8,94
P18	9,4	1,16	1,79	2,93	4,60	6,68	8,94
P8	9,6	1,14	1,76	2,86	4,50	6,54	8,76
P12	9,8	1,11	1,72	2,81	4,41	6,41	8,58
P10	9,9	1,10	1,70	2,78	4,37	6,34	8,49
P6	10,4	1,05	1,62	2,64	4,16	6,04	8,08
P11	10,6	1,03	1,59	2,59	4,08	5,92	7,93
P4	11,2	0,97	1,51	2,46	3,86	5,61	7,51
P23	11,3	0,97	1,49	2,43	3,83	5,56	7,44
P9	12,5	0,87	1,35	2,20	3,46	5,02	6,73
P7	12,8	0,85	1,32	2,15	3,38	4,91	6,57
P27	12,9	0,85	1,31	2,13	3,35	4,87	6,52
P13	13	0,84	1,30	2,12	3,33	4,83	6,47
P16	13,6	0,80	1,24	2,02	3,18	4,62	6,18
P2	14,4	0,76	1,17	1,91	3,00	4,36	5,84
P20	15,3	0,71	1,10	1,80	2,83	4,10	5,49
P15	15,7	0,69	1,07	1,75	2,75	4,00	5,35
P21	18,7	0,58	0,90	1,47	2,31	3,36	4,50
P5	18,9	0,58	0,89	1,45	2,29	3,32	4,45
P25	23,8	0,46	0,71	1,16	1,82	2,64	3,53

Tabela 6.10 – Fator de segurança real AH30

Aoki e Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) para a estaca tipo Hélice							
N° Pilar	Carga (tf)	FS REAL (11m)	FS REAL (12m)	FS REAL (13m)	FS REAL (14m)	FS REAL (15m)	FS REAL (16m)
P24	6,4	4,33	4,33	7,06	10,00	12,80	15,59
P26	6,9	4,01	4,01	6,54	9,27	11,87	14,46
P22	7,1	3,90	3,90	6,36	9,01	11,54	14,06
P3	7,8	3,55	3,55	5,79	8,20	10,50	12,80
P19	7,9	3,51	3,51	5,72	8,10	10,37	12,63
P17	8,8	3,15	3,15	5,13	7,27	9,31	11,34
P14	9,2	3,01	3,01	4,91	6,95	8,90	10,85
P1	9,4	2,95	2,95	4,80	6,81	8,71	10,62
P18	9,4	2,95	2,95	4,80	6,81	8,71	10,62
P8	9,6	2,88	2,88	4,70	6,66	8,53	10,40
P12	9,8	2,83	2,83	4,61	6,53	8,36	10,18
P10	9,9	2,80	2,80	4,56	6,46	8,27	10,08
P6	10,4	2,66	2,66	4,34	6,15	7,88	9,60
P11	10,6	2,61	2,61	4,26	6,04	7,73	9,42
P4	11,2	2,47	2,47	4,03	5,71	7,31	8,91
P23	11,3	2,45	2,45	4,00	5,66	7,25	8,83
P9	12,5	2,22	2,22	3,61	5,12	6,55	7,98
P7	12,8	2,16	2,16	3,53	5,00	6,40	7,80
P27	12,9	2,15	2,15	3,50	4,96	6,35	7,74
P13	13	2,13	2,13	3,47	4,92	6,30	7,68
P16	13,6	2,04	2,04	3,32	4,70	6,02	7,34
P2	14,4	1,92	1,92	3,14	4,44	5,69	6,93
P20	15,3	1,81	1,81	2,95	4,18	5,35	6,52
P15	15,7	1,76	1,76	2,88	4,08	5,22	6,36
P21	18,7	1,48	1,48	2,41	3,42	4,38	5,34
P5	18,9	1,47	1,47	2,39	3,39	4,33	5,28
P25	23,8	1,16	1,16	1,90	2,69	3,44	4,19

Tabela 6.11 – Fator de segurança real para DS30

Decourt e Quaresma modificado (1996) para a estaca tipo Strauss							
Nº Pilar	Carga (tf)	FS REAL (11m)	FS REAL (12m)	FS REAL (13m)	FS REAL (14m)	FS REAL (15m)	FS REAL (16m)
P24	6,4	2,95	3,24	3,91	5,37	7,45	9,99
P26	6,9	2,73	3,01	3,63	4,98	6,91	9,27
P22	7,1	2,65	2,92	3,52	4,84	6,72	9,01
P3	7,8	2,42	2,66	3,21	4,41	6,12	8,20
P19	7,9	2,39	2,62	3,17	4,35	6,04	8,10
P17	8,8	2,14	2,36	2,84	3,91	5,42	7,27
P14	9,2	2,05	2,25	2,72	3,74	5,19	6,95
P1	9,4	2,01	2,21	2,66	3,66	5,07	6,80
P18	9,4	2,01	2,21	2,66	3,66	5,07	6,80
P8	9,6	1,96	2,16	2,61	3,58	4,97	6,66
P12	9,8	1,92	2,12	2,55	3,51	4,87	6,53
P10	9,9	1,90	2,09	2,53	3,47	4,82	6,46
P6	10,4	1,81	1,99	2,41	3,31	4,59	6,15
P11	10,6	1,78	1,96	2,36	3,24	4,50	6,03
P4	11,2	1,68	1,85	2,23	3,07	4,26	5,71
P23	11,3	1,67	1,83	2,21	3,04	4,22	5,66
P9	12,5	1,51	1,66	2,00	2,75	3,82	5,12
P7	12,8	1,47	1,62	1,95	2,69	3,73	5,00
P27	12,9	1,46	1,61	1,94	2,66	3,70	4,96
P13	13	1,45	1,59	1,92	2,64	3,67	4,92
P16	13,6	1,39	1,52	1,84	2,53	3,51	4,70
P2	14,4	1,31	1,44	1,74	2,39	3,31	4,44
P20	15,3	1,23	1,36	1,64	2,25	3,12	4,18
P15	15,7	1,20	1,32	1,59	2,19	3,04	4,07
P21	18,7	1,01	1,11	1,34	1,84	2,55	3,42
P5	18,9	1,00	1,10	1,32	1,82	2,52	3,38
P25	23,8	0,79	0,87	1,05	1,44	2,00	2,69

Tabela 6.12 – Fator de segurança real para DH30

Decourt e Quaresma modificado (1996) para a estaca tipo Hélice							
Nº Pilar	Carga (tf)	FS REAL (11m)	FS REAL (12m)	FS REAL (13m)	FS REAL (14m)	FS REAL (15m)	FS REAL (16m)
P24	6,4	3,38	4,08	5,10	6,84	9,07	11,65
P26	6,9	3,13	3,78	4,73	6,34	8,41	10,81
P22	7,1	3,04	3,68	4,60	6,17	8,17	10,50
P3	7,8	2,77	3,35	4,19	5,61	7,44	9,56
P19	7,9	2,73	3,30	4,13	5,54	7,34	9,44
P17	8,8	2,46	2,97	3,71	4,97	6,59	8,47
P14	9,2	2,35	2,84	3,55	4,76	6,31	8,10
P1	9,4	2,30	2,78	3,47	4,66	6,17	7,93
P18	9,4	2,30	2,78	3,47	4,66	6,17	7,93
P8	9,6	2,25	2,72	3,40	4,56	6,04	7,77
P12	9,8	2,20	2,66	3,33	4,47	5,92	7,61
P10	9,9	2,18	2,64	3,30	4,42	5,86	7,53
P6	10,4	2,08	2,51	3,14	4,21	5,58	7,17
P11	10,6	2,04	2,46	3,08	4,13	5,47	7,03
P4	11,2	1,93	2,33	2,92	3,91	5,18	6,66
P23	11,3	1,91	2,31	2,89	3,87	5,13	6,60
P9	12,5	1,73	2,09	2,61	3,50	4,64	5,96
P7	12,8	1,69	2,04	2,55	3,42	4,53	5,82
P27	12,9	1,67	2,02	2,53	3,39	4,50	5,78
P13	13	1,66	2,01	2,51	3,37	4,46	5,74
P16	13,6	1,59	1,92	2,40	3,22	4,27	5,48
P2	14,4	1,50	1,81	2,27	3,04	4,03	5,18
P20	15,3	1,41	1,71	2,13	2,86	3,79	4,87
P15	15,7	1,38	1,66	2,08	2,79	3,70	4,75
P21	18,7	1,16	1,40	1,75	2,34	3,10	3,99
P5	18,9	1,14	1,38	1,73	2,32	3,07	3,94
P25	23,8	0,91	1,10	1,37	1,84	2,44	3,13

Tabela 6.13 – Fator de segurança real para MS30

Milititsky e Alves (1985) para a estaca tipo Strauss							
Nº Pilar	Carga (tf)	FS REAL (12m)	FS REAL (13m)	FS REAL (14m)	FS REAL (15m)	FS REAL (16m)	FS REAL (17m)
P24	6,4	1,24	1,89	3,05	4,75	6,86	9,14
P26	6,9	1,15	1,75	2,83	4,41	6,36	8,47
P22	7,1	1,12	1,70	2,75	4,28	6,18	8,24
P3	7,8	1,02	1,55	2,50	3,90	5,63	7,50
P19	7,9	1,00	1,53	2,47	3,85	5,56	7,40
P17	8,8	0,90	1,37	2,22	3,46	4,99	6,64
P14	9,2	0,86	1,31	2,12	3,31	4,77	6,36
P1	9,4	0,84	1,29	2,07	3,24	4,67	6,22
P18	9,4	0,84	1,29	2,07	3,24	4,67	6,22
P8	9,6	0,82	1,26	2,03	3,17	4,57	6,09
P12	9,8	0,81	1,23	1,99	3,10	4,48	5,97
P10	9,9	0,80	1,22	1,97	3,07	4,43	5,91
P6	10,4	0,76	1,16	1,87	2,92	4,22	5,62
P11	10,6	0,75	1,14	1,84	2,87	4,14	5,52
P4	11,2	0,71	1,08	1,74	2,72	3,92	5,22
P23	11,3	0,70	1,07	1,73	2,69	3,89	5,17
P9	12,5	0,63	0,97	1,56	2,43	3,51	4,68
P7	12,8	0,62	0,94	1,52	2,38	3,43	4,57
P27	12,9	0,61	0,94	1,51	2,36	3,40	4,53
P13	13	0,61	0,93	1,50	2,34	3,38	4,50
P16	13,6	0,58	0,89	1,43	2,24	3,23	4,30
P2	14,4	0,55	0,84	1,35	2,11	3,05	4,06
P20	15,3	0,52	0,79	1,27	1,99	2,87	3,82
P15	15,7	0,50	0,77	1,24	1,94	2,80	3,72
P21	18,7	0,42	0,65	1,04	1,63	2,35	3,13
P5	18,9	0,42	0,64	1,03	1,61	2,32	3,09
P25	23,8	0,33	0,51	0,82	1,28	1,84	2,46

Tabela 6.14 – Fator de segurança real para MH30

Milititsky e Alves (1985) para a estaca tipo Hélice							
Nº Pilar	Carga (tf)	FS REAL (11m)	FS REAL (12m)	FS REAL (13m)	FS REAL (14m)	FS REAL (15m)	FS REAL (16m)
P24	6,4	1,90	2,06	3,15	5,08	7,19	9,03
P26	6,9	1,77	1,91	2,92	4,71	6,67	8,38
P22	7,1	1,72	1,86	2,84	4,58	6,48	8,14
P3	7,8	1,56	1,69	2,58	4,17	5,90	7,41
P19	7,9	1,54	1,67	2,55	4,12	5,82	7,32
P17	8,8	1,38	1,50	2,29	3,70	5,23	6,57
P14	9,2	1,32	1,44	2,19	3,53	5,00	6,28
P1	9,4	1,30	1,41	2,14	3,46	4,89	6,15
P18	9,4	1,30	1,41	2,14	3,46	4,89	6,15
P8	9,6	1,27	1,38	2,10	3,39	4,79	6,02
P12	9,8	1,24	1,35	2,06	3,32	4,69	5,90
P10	9,9	1,23	1,33	2,04	3,28	4,65	5,84
P6	10,4	1,17	1,27	1,94	3,13	4,42	5,56
P11	10,6	1,15	1,25	1,90	3,07	4,34	5,45
P4	11,2	1,09	1,18	1,80	2,90	4,11	5,16
P23	11,3	1,08	1,17	1,78	2,88	4,07	5,12
P9	12,5	0,97	1,06	1,61	2,60	3,68	4,63
P7	12,8	0,95	1,03	1,57	2,54	3,59	4,52
P27	12,9	0,94	1,02	1,56	2,52	3,57	4,48
P13	13	0,94	1,02	1,55	2,50	3,54	4,45

A tabela 6.15 apresenta uma comparação de resultados para profundidades de estacas Strauss, considerando um fator de segurança maior que 2 entre os métodos empíricos considerados para todos os pilares da edificação.

Tabela 6.15 – Comparação estaca Strauss

PROJETO		PROFUNDIDADE (M)		
Nº Pilar	Carga (tf)	AS30	DS30	MS30
P24	6,4	12	11	14
P26	6,9	12	11	14
P22	7,1	12	11	14
P3	7,8	12	11	14
P19	7,9	12	11	14
P17	8,8	13	11	14
P14	9,2	13	11	14
P1	9,4	13	11	14
P18	9,4	13	11	14
P8	9,6	13	12	14
P12	9,8	13	12	15
P10	9,9	13	12	15
P6	10,4	13	13	15
P11	10,6	13	13	15
P4	11,2	13	13	15
P23	11,3	13	13	15
P9	12,5	13	13	15
P7	12,8	13	14	15
P27	12,9	13	14	15
P13	13	13	14	15
P16	13,6	13	14	15
P2	14,4	14	14	15
P20	15,3	14	14	16
P15	15,7	14	14	16

P21	18,7	14	15	16
P5	18,9	14	15	16
P25	23,8	15	15	17
<b>Sub-total</b>		<b>353</b>	<b>343</b>	<b>401</b>

A tabela 6.16 apresenta uma comparação de resultados para profundidades de estacas Hélice, considerando um fator de segurança maior que 2 entre os métodos empíricos considerados para todos os pilares da edificação.

Tabela 6.16 – Comparação estaca Hélice

PROJETO		PROFUNDIDADE (M)		
Nº Pilar	Carga (tf)	AH30	DH30	MH30
P24	6,4	11	11	12
P26	6,9	11	11	13
P22	7,1	11	11	13
P3	7,8	11	11	13
P19	7,9	11	11	13
P17	8,8	11	11	13
P14	9,2	12	11	13
P1	9,4	12	11	13
P18	9,4	12	11	13
P8	9,6	12	11	13
P12	9,8	12	11	13
P10	9,9	12	11	13
P6	10,4	12	11	14
P11	10,6	12	11	14
P4	11,2	12	12	14

P23	11,3	12	12	14
P9	12,5	12	12	14
P7	12,8	12	12	14
P27	12,9	12	12	14
P13	13	12	12	14
P16	13,6	12	13	14
P2	14,4	13	13	14
P20	15,3	13	13	14
P15	15,7	13	13	14
P21	18,7	13	14	15
P5	18,9	13	14	15
P25	23,8	14	15	16
<b>Sub-total</b>		<b>325</b>	<b>321</b>	<b>369</b>

## 6.2. ORÇAMENTO DAS FUNDAÇÕES

### 6.2.1. Considerações

Após a análise geotécnica, os dois métodos semiempíricos que forneceram a menor quantidade de estacas por pilar foram adotados para realizar um levantamento de custo das fundações - a saber:

- Estaca Strauss (300mm) - Décourt e Quaresma (1996) - DS30
- Estaca Hélice Contínua Monitorada (300mm) Décourt e Quaresma (1996) - DH30

Na figura 6.3 apresenta o organograma com destaque para o método semiempírico que forneceu o dimensionamento mais econômico.

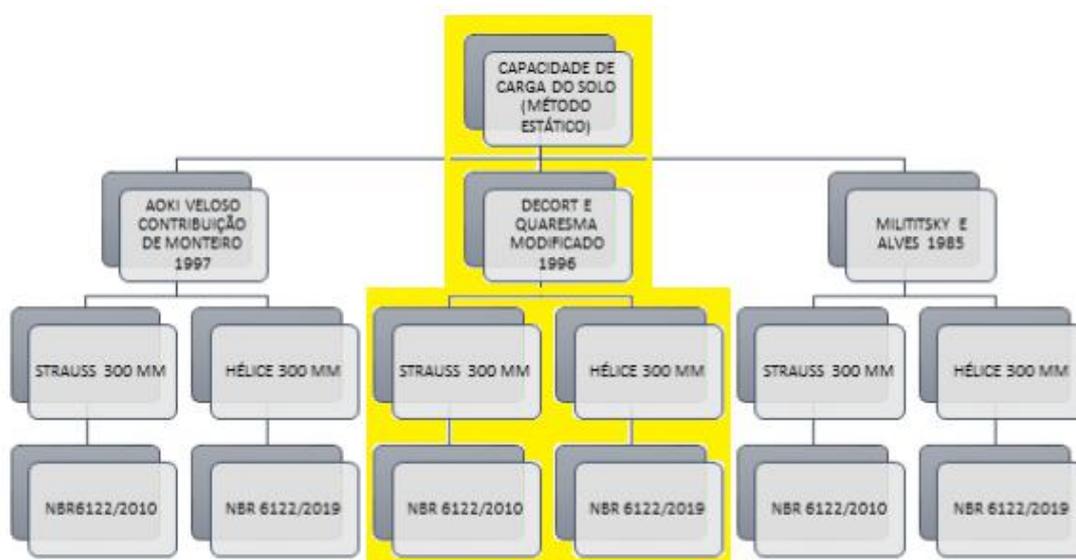


Figura 6.3 – Organograma evidenciando a escolha do método de capacidade de carga mais econômico

### 6.2.2. Propostas Comerciais: Strauss versus Hélice

A figura 6.4 apresenta parte da proposta comercial fornecida por uma empresa local para a execução de estacas tipo Strauss com diâmetro de 30cm.

ITÉM	SERVIÇO	UNIDADE	R\$ UNITÁRIO
4.1	TAXA DE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO	UN	R\$ 1.000,00
4.2	PREÇO POR METRO LINEAR	MT	R\$ 44,00

Figura 6.4 -Proposta comercial para execução de estaca tipo Strauss (imagem da proposta comercial 2020)

A figura 6.5 apresenta parte da proposta comercial fornecida por uma empresa local para a execução de estacas tipo hélice contínua monitorada também com diâmetro de 30cm.

ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	QUANT.	UNID.	PREÇO UNIT.
4	PERFURAÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA			
4.1	Mobilização, transporte, desmobilização da perfuratriz, equipe de trabalho e instalação dos equipamentos de suporte	1	Verba	R\$ 6.000,00
4.2	Perfuração em solo $\varnothing$ 300 mm vertical	—	Metro Linear	R\$ 30,00

Figura 6.5 – Proposta comercial para execução de estaca tipo hélice contínua (imagem da proposta comercial 2020)

Após a análise geotécnica, o método semiempírico que forneceu os menores comprimentos, para ambos tipos de estacas foi o Décourt e Quaresma (1996), a saber: estaca Strauss – 343 metros lineares e estaca hélice: 321 metros lineares. Assim para realizar o levantamento de custo das fundações estes comprimentos de estacas foram utilizados.

Logo, de acordo com as hipóteses adotadas neste trabalho, e os comprimento de estacas mais econômicos resultantes da estimativa de capacidade de carga foi possível realizar uma comparação direta entre os custos das fundações.

A tabela 6.17 apresenta o orçamento final para a estaca Strauss, considerando um comprimento total de 343 metros.

Tabela 6.17 – Orçamento estaca Strauss (30cm)

Descrição	Preço. Unitário	Quant.	Preço Final
Mobilização de equipamento para execução de estaca Strauss em Rio das Ostras -RJ	R\$ 1.000,00/und	1	R\$ 1.000,00
Mão-de-obra especializada em execução de estaca tipo Strauss, inclusive preparo, transporte horizontal e lançamento de concreto, inclusive posicionamento da armadura da estaca.	R\$ 44,00/m	343	R\$ 15.092,00
Total:			R\$ 16.092,00

A tabela 6.18 apresenta o orçamento final para a estaca hélice contínua, considerando um comprimento total de 321 metros.

Tabela 6.18 – Orçamento estaca hélice contínua (30cm)

<b>Descrição</b>	<b>Preço unitário</b>	<b>Quant.</b>	<b>Preço Final</b>
Mobilização de equipamento para execução de estaca Hélice Contínua em Rio das Ostras -RJ	R\$ 6.000,00/und	1	R\$ 6.000,00
Mão-de-obra especializada em execução de estaca tipo Hélice Contínua, inclusive posicionamento da armadura da estaca.	R\$ 30,00/m	321	R\$ 9.630,00
Total:			R\$ 15.630,00

Vale destacar que nestes orçamentos não foram considerados os custos das armações, concreto, além de possíveis equipamentos para limpeza da área (por exemplo: retroescavadeira).

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização de um projeto geotécnico de fundações é uma “arte” que depende de algumas variáveis. Dentre elas, destacam-se as características geotécnicas do subsolo e as peculiaridades de cada estrutura. Além disso, vale destacar as peculiaridades regionais, que as vezes, na prática da engenharia, acabam por decidir a escolha de um tipo de fundação, mesmo que exista uma recomendação contrária em uma norma, por exemplo. Nesse contexto, vale frisar que a experiência do engenheiro de fundações é um quesito muito importante para a tomada de decisão final com relação a escolha do tipo adequado de fundação a ser executada.

No caso específico deste trabalho, após a análise do boletim de sondagem foi verificada a necessidade de um projeto de fundações em estacas para a residência unifamiliar de alto padrão em questão. Destaca-se que esta residência possui somente um pavimento, mas seu pé direito é elevado, cerca de 5 metros.

Foram propostas estacas tipo hélice contínua monitoradas e estacas tipo Strauss, ambas com diâmetro de 30 cm. A estaca hélice foi considerada devido a sua elevada produtividade, custo compatível e a possibilidade de monitoramento durante a execução. Já a estaca Strauss foi objeto deste estudo devido a percepção da sua ampla adesão no mercado local.

O projeto geotécnico das fundações foi realizado a partir de metodologias semiempíricas para estimativa da capacidade de carga a ruptura das estacas. Para estes cálculos foram utilizados os métodos de Aoki e Velloso com a contribuição de Monteiro (1997), o método de Décourt-Quaresma (1996), além do método de Militisky e Alves (1985).

Sobre a utilização dos métodos semiempíricos, acerca das capacidades de carga a ruptura das parcelas de ponta e fuste das estacas, foram consideradas: estaca hélice contínua monitorada – recomendações da NBR 6122/2019 e para a estaca Strauss – adaptação das recomendações da NBR 6122/2010.

## 7.1. CONCLUSÕES GERAIS

Sobre o aspecto técnico, a estimativa da capacidade de carga a ruptura geotécnica para a estaca hélice contínua monitorada os seguintes resultados: método de Décourt e Quaresma (1996) – 321 metros; Aoki e Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) - 325 metros e Militsky e Alves (1985) - 369 metros. Já para a estaca Strauss os resultados mostraram: Décourt e Quaresma (1996) – 343 metros; Aoki e Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) -353 metros e Militsky e Alves (1985) - 401 metros. Com efeito, observa-se que os comprimentos estimados de estacas Strauss foram sempre superiores aos da estaca hélice.

Sobre o aspecto econômico, a estaca Strauss apresentou um valor global de cerca de R\$ 16 mil, enquanto a estaca hélice forneceu um orçamento de R\$ 15.630,00, ou seja, praticamente o mesmo valor. Vale destacar que nestes orçamentos não foram considerados os custos das armações, concreto, além de possíveis equipamentos para limpeza da área (por exemplo: retroescavadeira).

Ocorrendo que a proposta fundamental é concluir através de uma análise de viabilidade técnico-econômica, tem-se que a parcela econômica da comparação não ostentou grande diferença, tornando a análise técnica mais relevante para a tomada de decisão. Consequentemente, é possível concluir que a estaca hélice apresenta um maior custo benefício, pelo motivo de apresentar-se muito superior tecnicamente à estaca Strauss, principalmente no que diz respeito à segurança e qualidade do processo executivo da estaca. Destaca-se ainda, a favor da estaca hélice, a possibilidade de utilização de concreto usinado (maior confiança) e o monitoramento eletrônico (controle associado ao perfil da estaca), além de sua alta produtividade.

## 7.2. CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

Com efeito, sem sombra de dúvidas, sobre os aspectos técnicos e econômicos avaliados neste trabalho, à estaca hélice contínua monitorada seria a mais indicada. Porém, a fundação escolhida pelo cliente foi à estaca tipo Strauss. Assim, um total de 27

estacas com 343 metros lineares foi necessário para as fundações da edificação em questão. Todos os pilares foram considerados com uma fundação composta por um bloco de coroamento e uma única estaca. Com efeito, o projeto geotécnico forneceu os seguintes resultados: 9 estacas com 11 metros; 3 estacas com 12 metros; 5 estacas com 13 metros; 7 estacas com 14 metros e 3 estacas com 15 metros.

Acredita-se que a tomada de decisão, pelo cliente, para decidir qual solução seria a mais benéfica, no caso do presente estudo, ficou a critério de fatores como: prazo, fluxo de caixa financeiro e espaço no canteiro de obras. Logo, devido à estaca hélice possuir uma execução mais ágil seria necessário um grande efetivo de profissionais, além de um elevado volume de material em estoque para dar celeridade nas etapas de arrasamento e fabricação do bloco de coroamento, acompanhando assim a alta produtividade da perfuratriz.

Por fim, vale ressaltar que a estaca Strauss tem um método executivo mais arcaico e, é sabido que sua velocidade de execução é muito inferior quando comparado com a estaca hélice. Assim, ela acaba sendo uma opção para construtores de projetos residenciais, onde o canteiro de obras tem um espaço limitado, não comportando uma grande quantidade de operários da construção civil e nem estoques altos de material. Os executores alegam que a estaca Strauss pode ser executada concomitantemente aos serviços de corte e dobra das armaduras, arrasamento das estacas e formas dos blocos de coroamento. Embora em alguns casos a NBR 6122 recomende não utilizar estaca Strauss, percebe-se, na prática da engenharia, que ela continua sendo uma opção. No caso do presente trabalho, devido ao perfil de subsolo com espessa camada de argila muito mole, saturada, à estaca Strauss não deveria ser uma opção.

### 7.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Avaliação de outros métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga à ruptura;
- Considerar outras hipóteses para as parcelas da resistência de ponta e fuste das estacas tipo Strauss e hélice;

- Verificar o desempenho das fundações, ou seja, fazer provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmico nas estacas executadas, a fim de verificar a capacidade de carga a ruptura real;
- Realizar outros ensaios de campo, tais como: piezocone ou dilatômetro, para avaliar alguma possível diferença no dimensionamento geotécnico final das fundações;
- Comparação do orçamento das fundações como um todo, inclusive considerando: armações, concreto, blocos de coroamento, carpintaria, além de, possíveis equipamentos para limpeza da área (por exemplo: retroescavadeira);
- Verificar se o consumo de cimento apresenta diferença prática durante a operação das estacas;
- Realizar a análise de custo levando em consideração todas as etapas do empreendimento;
- Realizar o controle tecnológico do concreto das fundações;
- Avaliação do sobre consumo de concreto para efeito de comparação entre estacas do tipo Hélice Contínua e Strauss;
- Comparação entre comprimentos de armaduras/taxa de aço para diferentes tipos de estaca.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações, NBR 6122. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações, NBR 6122. Rio de Janeiro, ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Programação de sondagens de simples reconhecimento de solo para fundações de edifícios, NBR 8036. Rio de Janeiro, ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, NBR 8464. Rio de Janeiro, ABNT, 2001.

AOKI, N., VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., Buenos Aires, 1975.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 1978.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J.H. E CINTRA, J.C.A. (1996). Análise e Projetos de Fundações Profundas. Fundações: teoria e prática, Hachich, W. Falconi, F. Saes, J.L. Frota, R.G.Q. Carvalho, C.S. e Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, 1996.

MILITITSKY, J.; ALVES, I. Discussions – Section 3.3: Building foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS, IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, Brasília. Proceedings...São Paulo, 1985.

MONTEIRO, P. F. (1997). Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso, Relatório interno de Estacas Franki Ltda, 1997.

PEREIRA, Caio. Estaca Strauss – Vantagens e Desvantagens. Escola Engenharia, 2013.

PEREIRA, Caio. Estaca Hélice Contínua – Vantagens e Desvantagens. Escola Engenharia, 2017.

SANTUCCI, João Filipe. Dimensionamento geotécnico de fundação para galpão em estrutura metálica - Trabalho de Conclusão de Curso - UFRJ/Macaé, 2019.

SHULZE, Tami; Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos, 2013.

VELLOSO & LOPES. Fundações. Ed. Oficina de Textos, 2004.

MILITITSKY (2015)

SOLO SUPORTE FUNDAÇÕES (2021, 2022) – Comunicação Pessoal

GUIMARÃES (2021, 2022) – Comunicação Pessoal