



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**JOÃO PEDRO VIEIRA DA COSTA**

**ANALISE COMPARATIVA PARA ESTACAS  
ESCAVADAS DO TIPO BROCA COM DIFERENTES  
DIÂMETROS.**

**NATAL-RN  
2022**

João Pedro Vieira da Costa

Título: Análise comparativa para estacas escavadas do tipo broca com diferentes diâmetros.

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leonardo Flamarion  
Marques Chaves

Natal-RN  
2022

João Pedro Vieira da Costa

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN  
Sistema de Bibliotecas - SISBI  
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Costa, Joao Pedro Vieira da.

Análise comparativa para estacas escavadas do tipo broca com diferentes diâmetros / Joao Pedro Vieira da Costa. - 2022.  
50f.: il.

Monografia (Graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Natal, 2022.

Orientador: Dr. Leonardo Flamarion Marques Chaves.

1. Estacas escavadas - Monografia. 2. Estaca tipo Broca - Monografia. 3. Métodos Semiempíricos - Monografia. I. Chaves, Leonardo Flamarion Marques. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624



João Pedro Vieira da Costa

Análise comparativa para estacas escavadas com diferentes diâmetros.

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Aprovado em 09 de fevereiro de 2022:**

---

Prof. Dr. Leonardo Flamarion Marques Chaves – Orientador

---

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior – Examinador interno

---

Prof. Dr. Arthur Gomes Dantas de Araújo – Examinador externo

Natal-RN

2022

## DEDICATÓRIA

“Pois dele, por ele e para ele são todas as coisas.

A ele seja a glória  
para sempre! Amém. “

Ao meu Senhor e Rei, **Jesus Cristo**

## AGRADECIMENTOS

Faz-se necessário agradecer nominalmente àqueles que diretamente ou indiretamente, participaram, de alguma forma, na elaboração desta monografia. Desta forma, expresso aqui os meus mais sinceros agradecimentos:

Ao meu pai, Jeovano, que cuidou de mim e me inseriu na área que atuo e amo.

À minha mãe, Fabia Lanuza, que fez tudo o que estava ao seu alcance para me colocar na posição que estou.

Ao meu irmão, Matheus Giovanni, que sempre foi meu fiel amigo e ajudador.

À minha irmã, Giovana Verissimo, pelo companheirismo e cuidado de sempre.

À minha avó e ao meu tio, Juraci Costa e Tio Paulo por me fazer lembrar que o nosso maior tesouro estará sempre dentro de casa.

À minha família, por todo o incentivo e por sempre acreditar em mim.

Ao meu professor orientador, Leonardo Flamarion, pela dedicação na orientação deste trabalho.

À todos do Grupo de Estudos, por compartilhar todos os momentos de tensão e alegria e fazer com que os 5 anos de curso passassem como se fosse 1 semestre. Esse grupo já deixa saudades. Dificilmente a UFRN voltará a ter alunos tão diferenciados como esses.

Aos meus amigos, por sempre acreditarem no meu potencial.

À JGM Engenharia, por dividir comigo as experiências diárias da profissão, me fazendo sentir que tudo que passei e estudei na universidade deu resultado.

À DEUS, pois sem ele, nada posso fazer!

## **RESUMO**

### **Análise comparativa para estacas escavadas com diferentes diâmetros**

A escolha do tipo de fundação mais adequada para uma obra e um processo que requer uma análise de diversos fatores pelo Engenheiro projetista. A análise adequada pode proporcionar benefícios bastante satisfatórios, como economia de materiais, melhora na capacidade de execução e segurança do edifício. Diante disso, a opção de utilização de fundações profundas por estacas escavadas vem cada vez ganhando mais espaço como alternativa a utilização de sapatas tradicionais. Dessa forma, o objetivo desse trabalho é dimensionar e analisar a fundação de uma edificação por estacas escavadas, afim de se escolher a alternativa mais viável no ponto de vista econômico e executivo. A metodologia usada foi um estudo de caso fazendo comparação entre a utilização de Estacas de diâmetros diferentes para execução da fundação de uma residência. A partir desta comparação, se obteve resultados que apontam a economia de concreto na alternativa de diâmetros menores, além de maior viabilidade executiva.

Palavras-chave: Fundação profunda. Estacas escavadas. Estaca tipo Broca. Métodos Semiempíricos . SPT.



## **ABSTRACT**

### **Comparative analysis between excavated piles of different diameters**

Choosing the most suitable type of foundation for a work is a process that requires an analysis of several factors by the design engineer. A proper analysis can provide satisfactory benefits, such as savings in materials, improvement in the execution capacity and safety of the building. In view of this, the option of using deep foundations by excavated piles has been gaining more and more space as an alternative to the use of traditional shoes. In this way, the objective of this work is dimensioned and studied to a foundation by excavated piles, in order to choose a more viable alternative from an economic and viable point of view. The methodology used was a case study comparing the use of stakes of different sizes for the execution of the foundation of a residence. From this comparison, the results obtained indicate a concrete economy of smaller alternatives, in addition to better executive viability.

Keywords: Deep foundation. Concrete piles. Semi-empirical Methods. Standard Penetration Test.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

<b>FIGURA</b>		<b>PÁGINA</b>
2.1	Número mínimo de sondagens para construção de edifícios	16
2.2	Standard Penetration Test (SPT).	18
2.3	Exemplo de perfil individualizado de sondagem.	19
2.4	Estados de compacidade e de consistência	20
2.5	Cone Penetration Test (CPT).	21
2.6	Índice de qualidade da rocha – RQD.	22
2.7	Fundação superficial e profunda.	22
2.8	Tipos de Fundações Superficiais.	23
2.9	Fundação Profunda segundo a NBR 6122/1996	24
2.10	Tubulão com e sem revestimento.	25
2.11	Execução de tubulão a ar comprimido com camisa de concreto	26
2.12	Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo	27
2.13	Execução de estaca tipo Strauss	28
2.14	Execução de estaca tipo Broca	29
2.15	Execução de estaca tipo Hélice Continua Monitorada (EHC)	30
2.16	Carga de catálogo das estacas pré-moldadas.	32
2.17	Carga de catálogo das estacas escavadas.	32
2.18	Valores de $K$ e $\alpha$ em função do tipo do solo.	35
2.19	Valores de $F_1$ e $F_2$ em função do tipo de estaca.	35
2.20	Valores do fator $a$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	36
2.21	Valores do fator $b$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	36
2.22	Coefficiente característico do solo $C$ .	37

2.23	Vista em Planta de Blocos de coroamento sob uma, duas, três e quatro estacas.	38
3.1	Localização da obra.	40
4.2	Localização do Furo 1.	41
4.3	Ensaio SPT do Furo 1	42
4.4	Capacidades de carga (Estacas com 25 cm de diâmetro e profundidade 7m)	43
4.5	Número de Estacas (Estacas com 25 cm de diâmetro e profundidade 7m)	44
4.6	Capacidades de carga (Estacas com 35 cm de diâmetro e profundidade 7m)	44
4.7	Número de Estacas (Estacas com 35 cm de diâmetro e profundidade 7m)	45
5.1	Consumo de concreto (Estacas com 25 cm de diâmetro e profundidade 7m)	46
5.2	Blocos e Estacas em Planta	46

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	12
1.2 OBJETIVOS .....	13
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO .....	13
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>16</b>
2.1 Investigação Geotécnica .....	16
2.1.1 SPT – Standard Penetration Test .....	18
2.1.2 CPT - Cone Penetration Test .....	20
2.1.3 Sondagem Mista .....	21
2.2 Fundações .....	22
2.2.1 Fundações rasas ou superficiais .....	23
2.2.2 Fundações profundas .....	24
2.2.2.1 Tubulões .....	25
2.2.2.2 Estacas .....	26
2.2.2.2.1 Estacas de deslocamento .....	28
2.2.2.2.2 Estacas Escavadas .....	23
2.2.3 Carga de Catalogo .....	31
2.2.4 Capacidade de Carga .....	33
2.2.5 Métodos Semiempíricos .....	33
2.2.5.1 Método Aoki-Velloso .....	34
2.2.5.2 Método Décourt-Quaresma .....	36
2.2.6 Blocos de Coroamento .....	37
<b>3 METODOLOGIA .....</b>	<b>38</b>
<b>4 RESULTADOS .....</b>	<b>40</b>
4.2 ESTUDO DE CASO .....	40
<b>5 DISCUSSÃO .....</b>	<b>41</b>
<b>6 CONCLUSÃO .....</b>	<b>47</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>48</b>

# 1 – INTRODUÇÃO

## 1.1 – Considerações iniciais

As fundações são componentes essenciais de uma estrutura. Nelas, temos a transferência de todas as cargas da edificação para o solo. Logo, para escolha de um tipo de fundação adequada para determinada situação é necessário, portanto, o conhecimento das características do solo (investigação geotécnica), das cargas da edificação e a consideração de diversos outros fatores de ordem econômica e executiva.

Para a investigação do terreno em que será locada a fundação do edifício é imprescindível a realização de ensaios de sondagem, como o SPT. Através deles, é possível extrair informações essenciais para o desenvolvimento do projeto de fundações, como a resistência, nível do lençol freático e várias outras características qualitativas do subsolo em questão.

Outro fator essencial, para o dimensionamento de uma fundação, é o conhecimento das cargas advindas da superestrutura. As cargas permanentes e acidentais que atuam na estrutura são transportadas aos pilares e, para eles, serão dimensionadas as respectivas estruturas de fundações. Essas informações, que são obtidas através do projeto estrutural, devem ser repassadas para o encarregado do projeto de fundações.

Dessa forma, com o relatório geotécnico de sondagem do solo e o conhecimento das cargas advindas da estrutura, o encarregado pelo projeto de fundações tem as informações necessárias para o desenvolvimento do seu trabalho. Seguindo essa linha de raciocínio, será analisado, nesse presente trabalho, qual tipo de fundação mais adequada visando os aspectos econômicos e executivos.

## 1.2 - Objetivos

Busca-se pelo presente trabalho, a partir de uma revisão bibliográfica e um estudo de caso real, o dimensionamento de uma fundação profunda de uma Residência Unifamiliar localizada na cidade de Natal/RN. Nesse estudo de caso, será analisado qual a solução mais adequada para o tipo de fundação escolhida, levando em consideração os fatores de ordem econômica e executiva. Como objetivos específicos, a fim de alcançar o objetivo geral estão:

- 1.2.1 Analisar a investigação do subsolo através do ensaio de simples reconhecimento do subsolo SPT e escolher o tipo de fundação mais adequado para o mesmo;
- 1.2.2 Realizar um estudo de caso aplicando 2 (duas) metodologias de cálculo semi-empírico para dimensionar a capacidade de carga das estacas de cada caso.
- 1.2.3 Calcular através dos Métodos Semiempíricos as capacidades de cargas das estacas
- 1.2.4 Dimensionar e analisar a solução econômica mais viável levando em consideração o consumo de concreto requerido para cada caso.

### **1.3 – Estrutura do trabalho**

Esta monografia encontra-se dividida em seis capítulos, conforme descrição abaixo:

- a. Capítulo 1 – Introdução: Neste capítulo é abordado o contexto em que se insere o tema apresentado e estudado, bem como a motivação para a pesquisa, a justificativa para o estudo, a metodologia adotada, os objetivos gerais e específicos e a estrutura do trabalho;
- b. Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: Neste capítulo é feita todo o embasamento teórico que envolve o tema do trabalho. Está dividido em itens que contemplam as investigações geotécnicas mais comumente utilizadas, fundações rasas, fundações profundas, tipos de estacas, cargas de catálogo e, por fim, os métodos semi-empíricos a serem utilizados para determinação da capacidade de carga das estacas.
- c. Capítulo 3 – Metodologia: Aqui é abordado o objeto do trabalho e a metodologia adotada. Neste caso evidencia como foi planejada às etapas seguidas para serem alcançados os objetivos propostos e, também, se introduz de forma objetiva o estudo de caso a ser analisado.
- d. Capítulo 4 – Resultados: Este capítulo descreve o estudo de caso. Primeiramente, será apresentado os dados e informações relevantes sobre o local e o empreendimento. Após isso, foi-se realizado os cálculos para determinação da capacidade de carga das estacas, através dos métodos semi-empíricos, para posterior análise comparativa dos dois casos propostos. Também é realizado a escolha sob olhar crítico e técnico da alternativa mais viável tendo em vista a questão econômica e executiva.
- e. Capítulo 5 – Discussões: Consiste na análise e comparação entre os resultados obtidos anteriormente. Também é realizado a escolha sob olhar crítico e técnico da alternativa mais viável tendo em vista a questão econômica e executiva.
- f. Capítulo 6 – Conclusões: Neste capítulo final será discutida a avaliação dos objetivos traçados e trará também as considerações finais, fundamentada nos resultados obtidos pela execução deste trabalho, relacionando toda a revisão bibliográfica e finalizando

com deduções lógicas a argumentação do que foi proposto como tema desta monografia





## 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 – Investigação Geotécnica

A investigação do subsolo do terreno em que será locado a obra é essencial para o desenvolvimento do projeto de fundações. Nessa etapa, será realizado o mapeamento das camadas do subsolo, identificando sua composição, resistência, nível do lençol freático e outras informações que permitam uma análise satisfatória do meio em que será locado a fundação.

Essas informações são indispensáveis para o desenvolvimento adequado do projeto de fundações, visto que influenciam na escolha do tipo de fundação a ser adotada, no cálculo das tensões admissíveis, determinação da cota de arrasamento e da determinação da capacidade de carga à ruptura.

O número de sondagens depende do tipo de estrutura, das suas características específicas e das condições geotécnicas do solo. O objetivo deve ser adquirir uma amostra fidedigna que represente de maneira satisfatória a realidade do subsolo do lote como um todo. Assim, com essa finalidade, a NBR 8036:1983 (Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios) determina o número mínimo de sondagens conforme a área de projeção do edifício (Fig2.1).

Figura 2.1 - Número mínimo de sondagens para construção de edifícios

<b>Área de Projeção do Edifício</b>	<b>Número Mínimo de Sondagens</b>
até 200 m <sup>2</sup>	2
de 200 m <sup>2</sup> a 600 m <sup>2</sup>	3
de 600 m <sup>2</sup> a 800 m <sup>2</sup>	4
de 800 m <sup>2</sup> a 1000 m <sup>2</sup>	5
de 1000 m <sup>2</sup> a 1200 m <sup>2</sup>	6
de 1200 m <sup>2</sup> a 1600 m <sup>2</sup>	7
de 1600 m <sup>2</sup> a 2000 m <sup>2</sup>	8
de 2000 m <sup>2</sup> a 2400 m <sup>2</sup>	9
acima de 2400 m <sup>2</sup>	Varia de acordo com o projeto

Fonte: Adaptado NBR 8036:1983

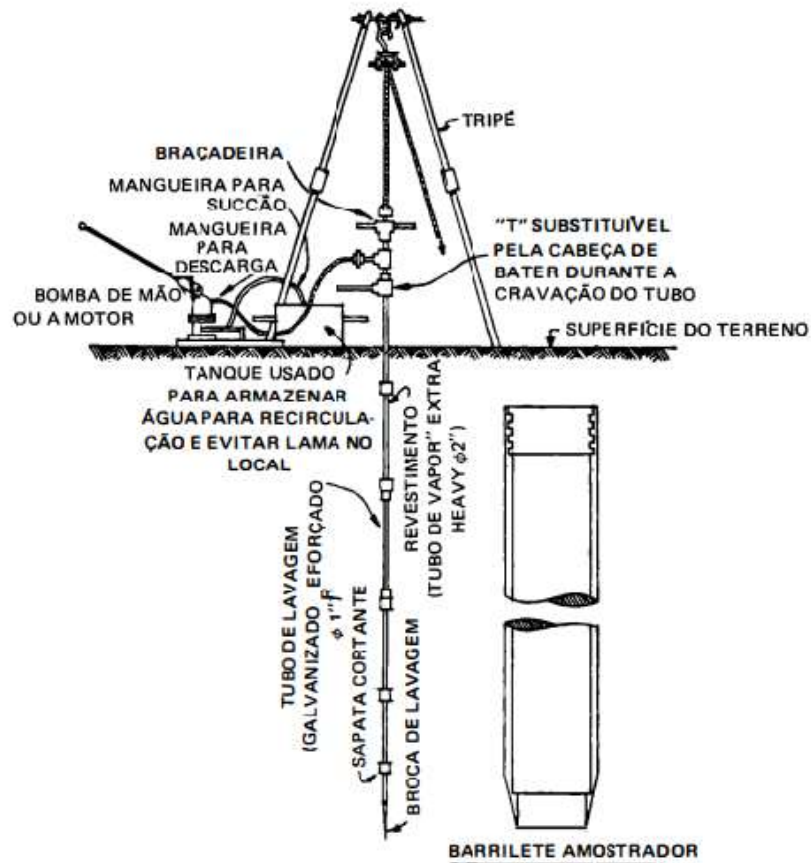
Dessa forma, é válido mencionar os principais métodos de sondagem utilizados no território nacional com o fim de se desenvolver um projeto de fundações: SPT ((Standart Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test) e as Sondagens Mistas.

### O 2.1.1 SPT

O SPT, ou ensaio de percussão dinâmica, é o ensaio in situ mais utilizado no território brasileiro atualmente. Esse fato pode ser atribuído seu baixo custo e a facilidade de execução mesmo em locais de difícil acesso.

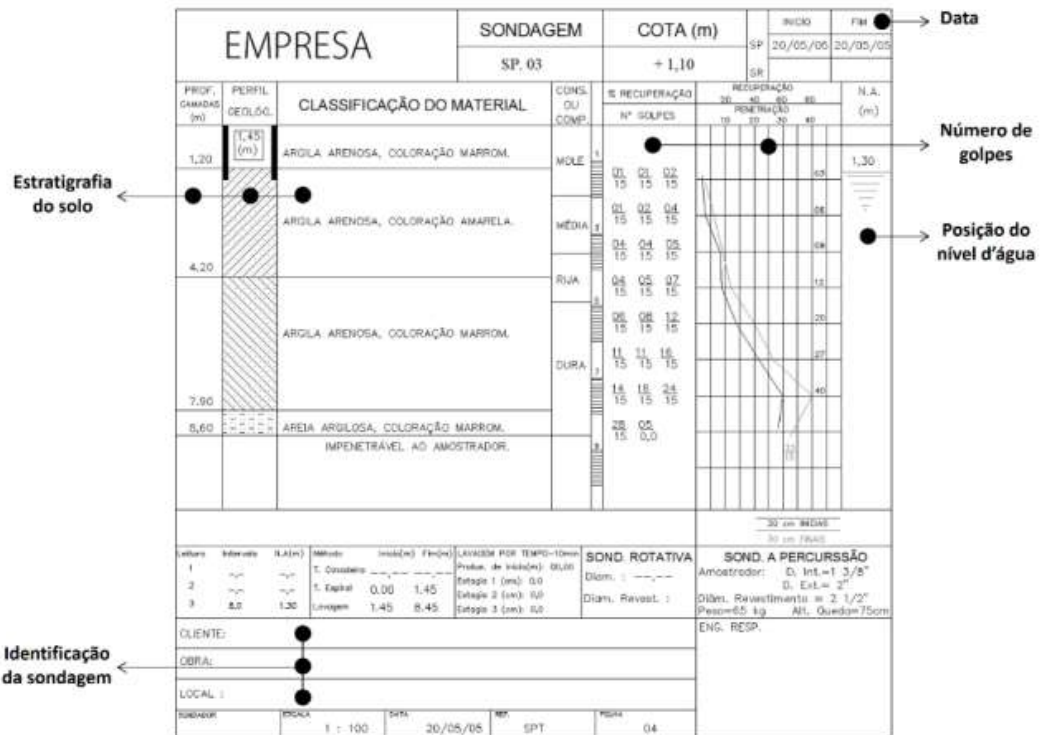
No Brasil, o método é regido pela NBR 6484:2020 da ABNT sendo executado a cada metro de subsolo durante a sondagem a percussão (sendo desprezado o primeiro metro por não ter representatividade em fundações profundas). O procedimento consiste na cravação de um amostrador (padronizado pela NBR 6484:2001) por meio da queda livre de um martelo de 65 kgf, também padronizado, a uma altura de 75 cm. São registrados os números de “golpes” necessários para cravar 45 cm, dividido em 3 seções de 15 cm. O número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do segmento é chamado de NSPT e representa um indicador da resistência característica do solo, utilizado no cálculo da capacidade de carga. A amostra deformada da sondagem deve sempre ser devidamente acondicionada e identificada para posterior análise.

Figura 2.2 – Standard Penetration Test (SPT)



De acordo com a NBR 6484:2020, para ser considerado bem-sucedida uma sondagem a percussão, deve-se obter a determinação dos tipos de solo (em suas respectivas profundidades de ocorrência), a posição do nível d'água e dos índices de resistência à penetração (NSPT) a cada metro, assim como demonstrado na Fig 2.3

Figura 2.3 – Exemplo de perfil individualizado de sondagem.



Fonte: Thiesen (2016)

Outra exigência da NBR 6484:2020, que aborda a sondagem SPT, o boletim de sondagem deve fornecer, junto com a classificação do solo, sua compactidade ou consistência. Dessa forma, a classificação do Estado do solo deve seguir os seguintes parâmetros (Fig 2.4).

Figura 2.4 – Estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação <sup>1)</sup>
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

<sup>1)</sup> As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

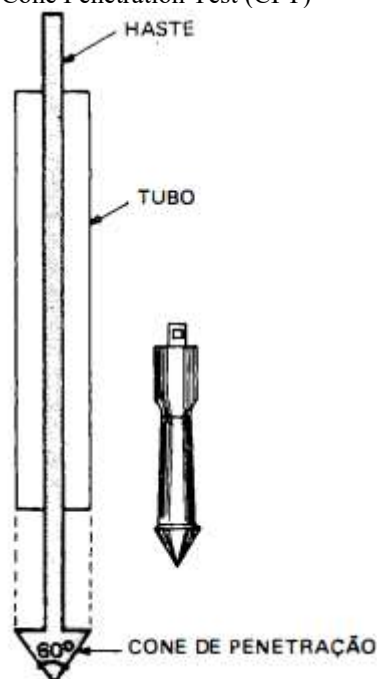
Fonte: ABNT NBR 6484 (2001)

### 2.1.2 CPT

Outra opção de sondagem *in situ* é o ensaio de cone, também conhecido como CPT (CPT - Cone Penetration Test). Sua utilização em território nacional é reduzida devido aos elevados custos quando comparado ao SPT, além de ser necessário de caros equipamentos eletrônicos. Contudo, esse método de sondagem possui resultados muito consistentes que permitem avaliar de forma detalhada a estratigrafia e as propriedades mecânicas do solo em questão.

O procedimento consiste na cravação de uma ponteira padronizada do tipo cone ou cone atrito no solo, a uma velocidade padronizada ( $20 \pm 5$  mm/s), tomando medida de sua reação para obtenção dos componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. Para a execução do ensaio, há necessidade de um equipamento de cravação devidamente ancorado e uma composição de tubos externos de cravação, contendo em sua extremidade uma das ponteiros padronizadas (ABNT, 1991).

Figura 2.5 – Cone Penetration Test (CPT)



Fonte: Caputo (1988)

### 2.1.3 Sondagem Mista

A Sondagem Mista é a alternativa mais usual para a necessidade investigação de terrenos com a ocorrência de matacões (elementos de rochas). Esse método constitui-se, basicamente, sondagem de simples reconhecimento do solo (SPT) utilizada em conjunto com uma sondagem rotativa, para vencer esses obstáculos e retirar amostras de rocha para análise.

Esse método consiste, simplificadamente, na rotação das hastes, através do cabeçote de perfuração, seguido pela aplicação de pressão de cima para baixo através do auxílio de um sistema hidráulico. Esses dois efeitos em conjunto atuam com poder cortante para perfurar as rochas e obter amostras. É utilizado barriletes (do inglês barrel) para corte e retirada de testemunhos (amostras de rocha). A análise do testemunho é visual, e segundo julgamento do especialista deve ser enquadrado no índice de qualidade da rocha (RQD – Rocky Quality Designation) (Fig 2.6), que indica a percentagem de recuperação de amostra (razão entre o comprimento da amostra recuperada e o comprimento de perfuração) para fragmentos maiores que 10 cm.

Fig 2.6- Índice de qualidade da rocha – RQD

<b>RQD (%)</b>	<b>Qualidade do maciço</b>
90 – 100	Excelente
75 – 90	Bom
50 – 75	Razoável
25 – 50	Fraco
0 – 25	Muito fraco

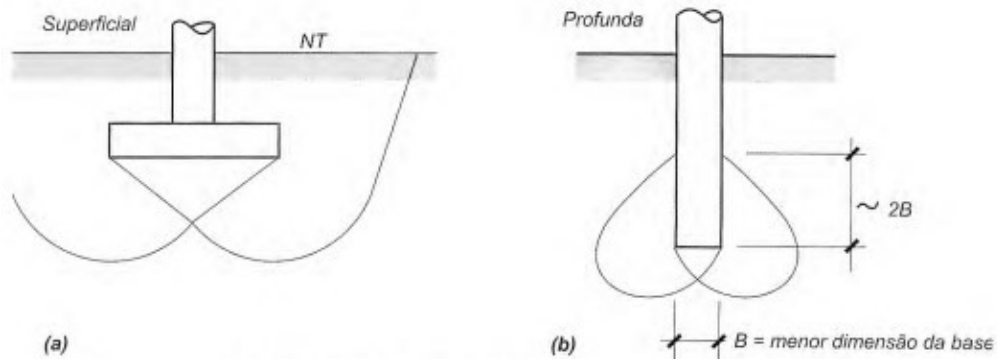
Fonte: adaptado de Velloso & Lopes (2011)

## 2.2 Fundações

A fundação é responsável por transferir todas as cargas provenientes da edificação, sendo classificada como um elemento de transição entre a estrutura e o solo. É considerada como o componente mais peculiar em uma obra de engenharia civil (ALONSO, 2010). Fundações mal dimensionadas podem ocasionar patologias (fissuras, trincas, etc.) nas superestruturas e em casos extremos o colapso devido a recalques diferenciais excessivos, ruptura da estrutura de fundação e/ou do solo. Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que dá origem a dois grandes grupos: as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas; e as fundações profundas, como as fundações por estacas e tubulões (CINTRA, AOKI, & ALBIERO, 2011).

A norma brasileira NBR 8681/1984 classifica as ações nas estruturas em permanentes, variáveis e excepcionais. As fundações sofrem várias ações, podendo ser provenientes da superestrutura, decorrentes do terreno, da água superficial e subterrânea, peso próprio das fundações, atrito negativo entre outros. Os tipos de cargas para o cálculo de estruturas de edificação são encontrados na NBR 6120/1980.

Fig 2.7- Fundação superficial e profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

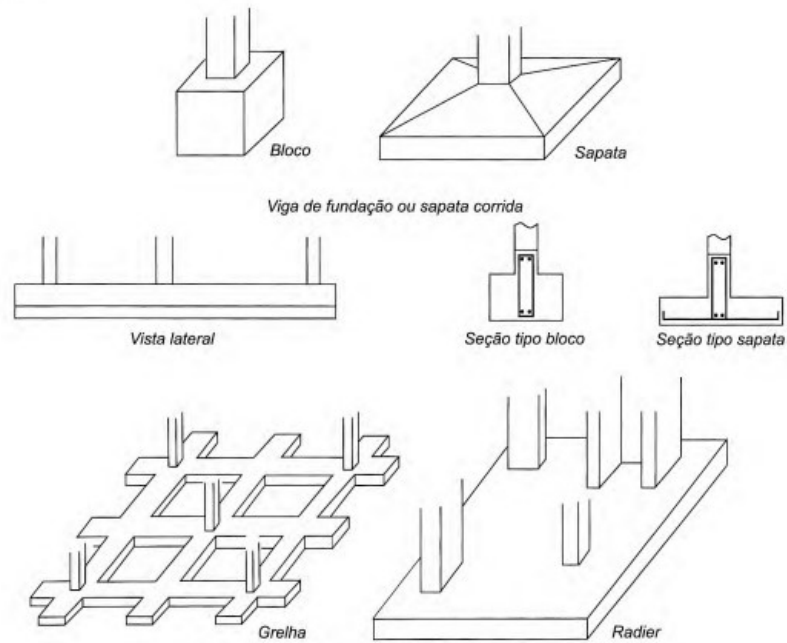
### 2.2.1 Fundações rasas ou superficiais

De acordo com a NBR 3122:2010, Fundações superficiais são aquelas em que a carga da edificação é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento de fundação. Entre os tipos de fundações superficiais, pode-se destacar os seguintes: Bloco de concreto simples, Sapatas, Viga de fundação, Grelha, Sapata associada e Radier.

A eleição de um tipo de fundação para um edifício deve ser condicionada pelas características do solo, identificadas na investigação geotécnica, e as características da obra. Após isso, é analisada a possibilidade de escolher um tipo de fundação frente às práticas e recursos da região. Esse processo de seleção normalmente é balizado pela redução do custo e, em alguns casos, menor prazo de execução. Dessa forma, em situações em que existe limitações quanto ao uso de uma solução em fundação superficial, em solos com baixa capacidade de carga ou alta compressibilidade por exemplo, opta-se pelo uso de fundações profundas.



Fig 2.8- Tipos de Fundações Superficiais.

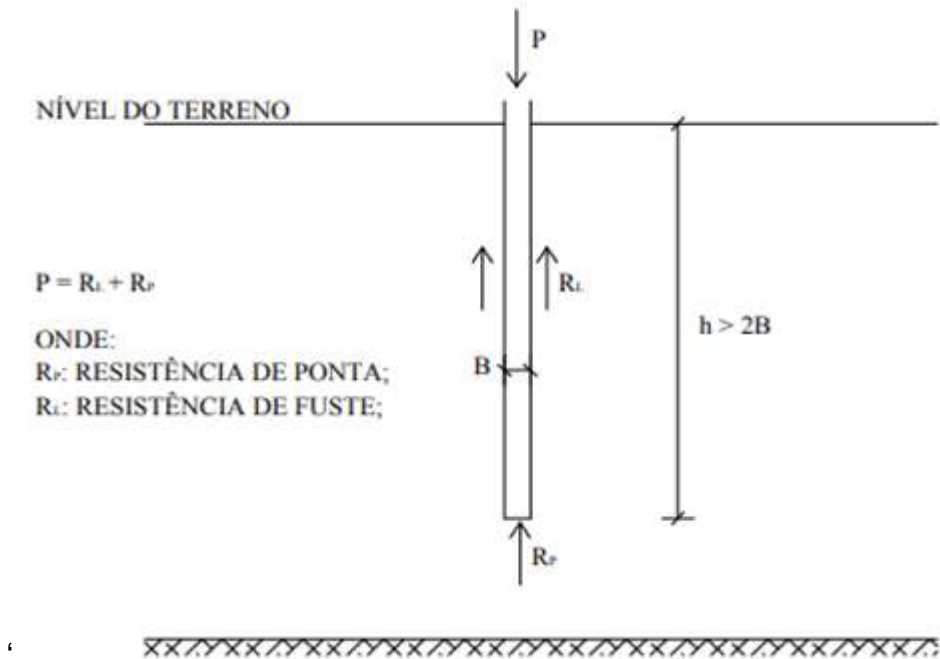


Fonte: Velloso e Lopes (2011)

### 2.2.2 Fundações profundas

Segundo a NBR 6122/2019, define-se como fundação profunda aquela que transmite a carga proveniente da superestrutura ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas. Outra característica desse tipo de fundação é que a sua profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro da menor dimensão em planta do elemento de fundação. Levando em consideração esses critérios, portanto, os elementos de fundação mais relevantes que se enquadram nesses requisitos são os tubulões e estacas.

Figura 2.9 – Fundação Profunda



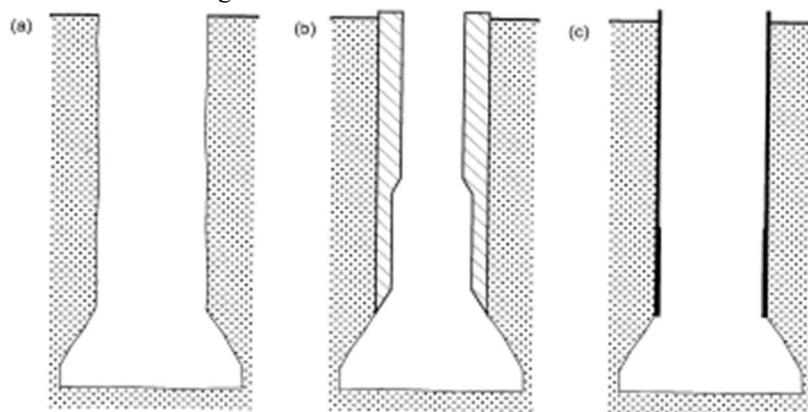
Fonte: NBR 6122/2019

A fundações profundas são normalmente utilizadas quando os solos superficiais não apresentam capacidade de suportar elevadas cargas, ou estão sujeitos a processos erosivos, e também, quando existe a possibilidade da realização de uma escavação futura nas proximidades da obra.

### 2.2.2.1 Tubulões

Tubulão é um elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta (ABNT, 2010). Esse tipo de fundação se divide em duas técnicas de execução, que depende do tipo de solo e presença ou não de água: tubulões a céu aberto (sem ar comprimido) e a ar comprimido (tubulão pneumático).

Figura 2.10 – Tubulão com e sem revestimento.

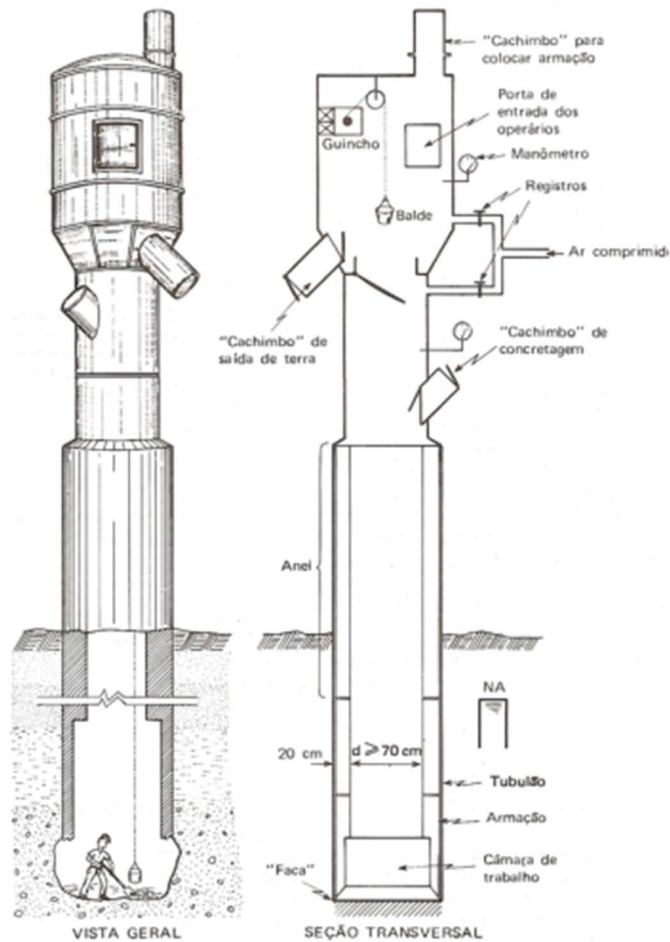


Fonte: Velloso & Lopes (2010)

Os tubulões a céu aberto são elementos estruturais de fundação profunda construídos a partir da concretagem realizada em um poço aberto no terreno, geralmente dotado de base alargada (Alonso, 2010). Normalmente são executados acima do nível d'água natural ou rebaixado. Por outro lado, os tubulões a ar comprimido, com camisa de concreto, ou de aço, são utilizados quando se deseja executar tubulões em solos onde haja água e não seja possível o seu esgotamento devido ao perigo de desmoronamento das paredes da escavação. A NBR 6122:2019 também destaca a importância do cumprimento dos pré-requisitos para trabalhos em ambiente sob ar comprimido da NR 18 nos casos de tubulões pneumáticos, a pressão máxima de ar comprimido empregada é de 3,4 atm (340 kPa, ou aproximadamente 34 mca).

A norma vigente estabelece que durante a sequência executiva é necessária a inspeção do material de base pelo engenheiro, que realizará ensaios para comprovar a capacidade suporte do material, conforme adotado em projeto in loco para autorizar a concretagem.

Figura 2.11 - execução de tubulão a ar comprimido com camisa de concreto



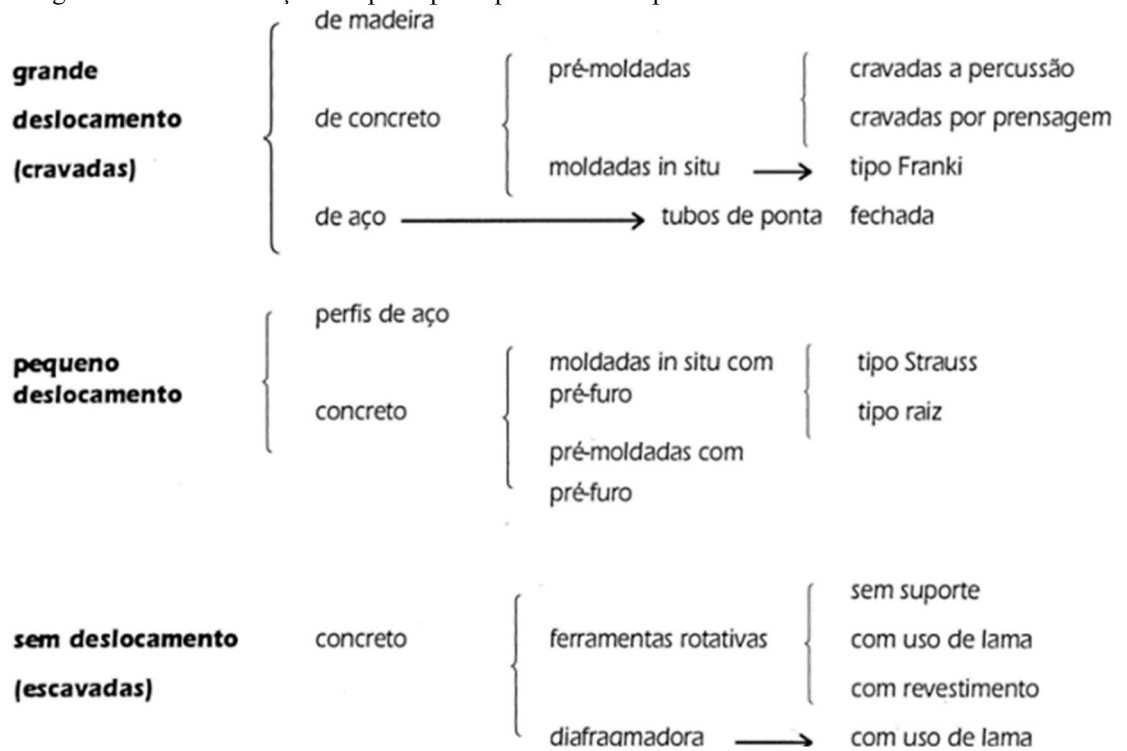
Fonte: Velloso & Lopes (2010)

### 2.2.2.2 Estacas

Estaca é um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores (ABNT, 2010).

É o sistema de fundação profunda mais utilizado em solo brasileiro, sendo sua utilização muito difundida desde pequenos edifícios até grandes obras. Além disso, elas podem ser classificadas quanto a seu processo de execução. Dessa forma, pode-se separar as estacas em: estacas de deslocamento (cravadas em geral através de instrumentos de percussão) e de substituição (escavadas em geral, através de trados mecânicos ou manuais), podendo ser pré-fabricadas e moldadas in loco respectivamente.

Figura 2.12 - Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo



Fonte: Hachich et. al (1998)

#### 2.2.2.2.1 Estacas de deslocamento

As estacas de cravação (ou deslocamento) se caracterizam por não promover a retirada da massa de solo, deslocando o horizonte onde são introduzidas. Este método apresenta elevada segurança pelo controle de uma nega pré-determinada durante a execução, podendo atingir elevada capacidade de carga de acordo com o solo e a seção transversal. Porém, o excesso de vibrações e ruídos dificultam a viabilidade em locais densamente urbanizados.

Dentre as estacas de deslocamento, as mais usuais são:

- Estaca de madeira;
- Estaca metálica;
- Estaca de concreto;
- Estaca tipo Franki.

#### 2.2.2.2.2 Estacas Escavadas

As estacas escavadas são elementos de fundações profundas, moldadas em campo

através da perfuração do subsolo com remoção do material escavado que, durante a execução, provoca a descompressão do terreno. Nas condições em que o solo não apresenta estabilidade é recomendado o uso de algum tipo de suporte, podendo ser um revestimento (recuperável ou perdido), fluido ou lama estabilizante.

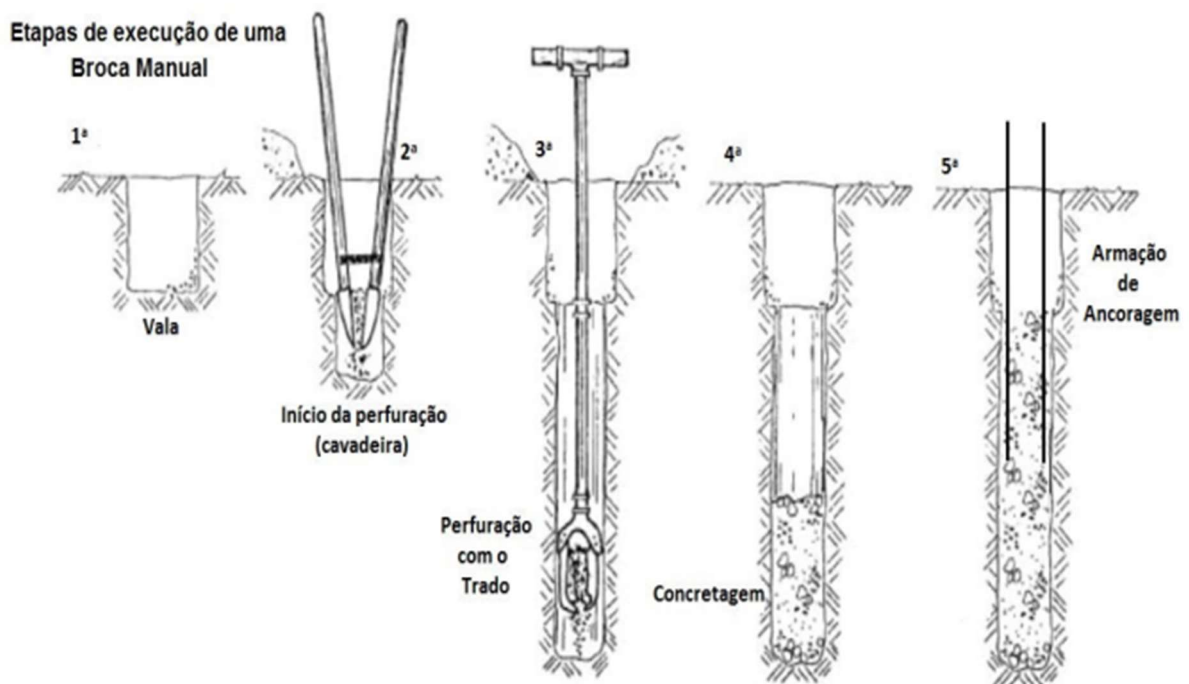
Dentre as estacas escavadas, as mais usuais são:

- Estaca escavada mecanicamente;
- Estaca tipo Hélice Contínua Monitorada (EHC);

Estaca escavada mecanicamente

São estacas executadas *in loco* sem molde (fluido estabilizante ou revestimento), sendo a perfuração do substrato realizada com auxílio de um trado mecânico ou manual (diâmetro de 15 a 35 cm) e preenchido, posteriormente, com concreto apiloado. Conta com a vantagem de ser um processo executivo sem grandes vibrações e ruídos, no entanto, tem seu uso limitado para solos coesivos e acima do nível d'água.

Figura 2.14 - Execução de estaca tipo Broca

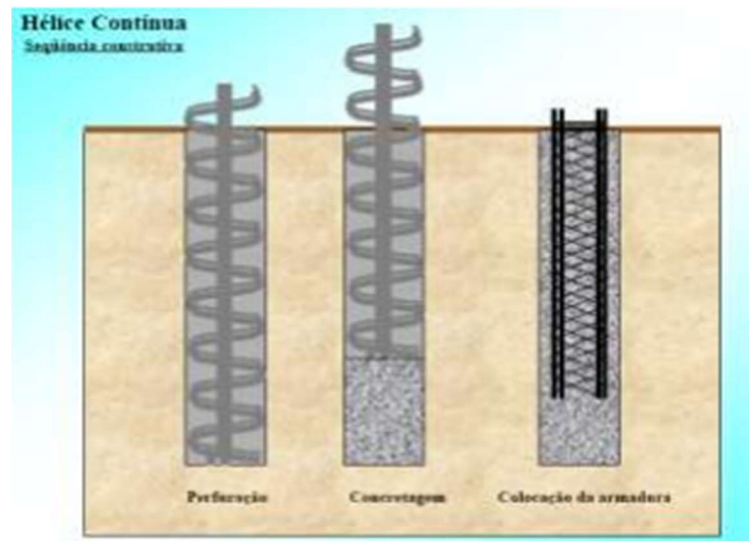


Fonte: <<http://engcarlos.com.br/brocas-manuais/>>

Estaca tipo Hélice Contínua Monitorada (EHC)

É uma estaca de concreto moldada in loco, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada (HACHICH et. al, 1998). O processo de perfuração consiste na rotação da hélice através de um torque apropriado para vencer sua resistência. Após conseguir alcançar a profundidade desejada, o concreto é bombeado através do tubo central (utilizada bomba de concreto ligada ao equipamento de perfuração através de mangueira flexível), preenchendo todo espaço aberto pela hélice, que é retirada sem rotação ou com rotação lenta no sentido da perfuração. O concreto utilizado normalmente tem uma resistência característica de 18 Mpa e slump mantido entre 200 mm e 240 mm. Após a concretagem, inicia o processo de posicionamento da armadura em forma de gaiola, a qual é introduzida por gravidade ou com o auxílio de um pilão de pequena carga ou vibrador.

Figura 2.15 - Execução de estaca tipo Hélice Contínua Monitorada (EHC)



FONTE: Marinho, F. Mecânica dos Solos e Fundações – USP (2008)

A metodologia de perfuração viabiliza a sua execução tanto em terrenos coesivos como em solos arenosos, na presença ou não do nível d'água e supera camadas de solos resistentes com índices de SPT's acima de 50 dependendo do tipo de equipamento utilizado. A produtividade média de uma máquina de hélice contínua rende em média 250 m por dia dependendo do diâmetro do furo, da profundidade e da resistência do terreno. Dessa forma, devido a pouca emissão de ruídos e vibrações, alta produtividade, controle e monitoramento automatizado de cada elemento de executado, diversas opções de diâmetros, o método EHC (Hélice Contínua Monitorada) tornou-se o método mais difundido para fundações de edifícios no Brasil.

### 2.2.3 Carga de Catálogo

Cintra e Aoki (2010) advertem que é imprescindível se verificar, também, outra situação de estado limite último, que leva em consideração a capacidade de resistência da própria estaca



como elemento estrutural. Dessa forma, para obter-se a carga admissível da estaca, como elemento isolado, deve-se multiplicar a tensão admissível do material da estaca pela área da sua seção transversal.

Os autores Cintra e Aoki (2010) complementam que até 1995 os valores da Cargas admissíveis das estacas, também chamados de cargas de catalogo, eram obtidos com base no conceito de tensão admissível. No ano de 1996, com a chegada da NBR 6122, foram introduzidos aprimoramentos da teoria, como a filosofia de carga característica, prescrevendo valores do fator de minoração de resistências e de valores máximos de resistência característica, definindo a carga estrutural característica admissível. As Figuras 2.16 e 2.17 mostram as capacidades de carga para os diversos tipos de estacas presentes no mercado, em função do diâmetro da seção transversal.

Figura 2.16 Carga de catálogo das estacas escavadas

Estaca	Dimensão (cm)	Carga de catálogo Pe (kN)
Broca $\sigma_c = 3$ a 4 MPa (Velloso e Lopes, 2002)	$\varnothing 20$	150
	$\varnothing 25$	200
Strauss* $\sigma_c = 4$ MPa (Falconi, Souza Filho e Figaro, 1998)	$\varnothing 22$	200
	$\varnothing 27$	300
	$\varnothing 32$	400
	$\varnothing 42$	700
	$\varnothing 52$	1070
Escavada com trado helicoidal (a seco) $\sigma_c = 4$ MPa (Falconi, Souza Filho e Figaro, 1998)	$\varnothing 25$	250
	$\varnothing 30$	360
	$\varnothing 35$	490
	$\varnothing 40$	640
	$\varnothing 45$	810
	$\varnothing 50$	1000
Estação (escavada com lama bentonítica) $\sigma_c = 4$ MPa** (Saes, 1998)	$\varnothing 60$	1100
	$\varnothing 70$	1500
	$\varnothing 80$	2000
	$\varnothing 100$	3100
	$\varnothing 120$	4500
	$\varnothing 140$	6200
	$\varnothing 150$	7100
	$\varnothing 160$	8200
Estaca diafragma ou barrete $\sigma_c = 4$ MPa** (Saes, 1998)	$\varnothing 180$	10100
	$\varnothing 200$	12500
	40 x 250	4000
	50 x 250	5000
	60 x 250	6000
	80 x 250	8000
	100 x 250	10000
	120 x 250	12000
	30 x 320	3800
40 x 320	5100	
50 x 320	6400	
60 x 320	7600	

\* Diâmetro externo do revestimento.

\*\* Saes (1998) apresenta valores de Pe também para  $\sigma_c = 5$  e 6 MPa.

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Figura 2.17 Carga de catálogo das estacas escavadas

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de catálogo Pe (kN)
Apiloada σ <sub>e</sub> = 4 MPa	Ø20	150
	Ø25	200
	Ø30	450
Franki σ <sub>e</sub> = 6 Mpa (Maia, 1998)	Ø35	550
	Ø40	800
	Ø52	1300
	Ø60	1700
Raiz* (Alonso, 1998b)	Ø10	100-150
	Ø12	100-250
	Ø15	100-350
	Ø16	100-450
	Ø20	100-600
	Ø25	250-800
	Ø31	300-1100
Hélice contínua σ <sub>e</sub> = 6 Mpa Tarozzo, 1998)	Ø41	500-1500
	Ø27,5	350
	Ø30	450
	Ø35	600
	Ø40	800
	Ø42,5	900
	Ø50	1250
	Ø60	1800
	Ø70	2450
	Ø80	3200
	Ø90	4000
	Ø100	5000

\* Diâmetro final, em vez do diâmetro do tubo. A carga de catálogo depende da armadura utilizada.

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

#### 2.2.4 Capacidade de carga

Capacidade de suporte, carga de ruptura ou mais comumente referido como capacidade de carga trata-se da força correspondente a máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da ruptura do sistema, em termos geotécnicos (CINTRA & AOKI, 2010). No entendimento do problema físico da capacidade de carga  $R$ , é possível segmentar a resistência do sistema em duas parcelas: resistência por atrito lateral ( $R_l$ ) e resistência de ponta ( $R_p$ ).

$$R = R_p + R_l$$

Existem inúmeras fórmulas teóricas para se calcular a capacidade de carga das estacas, as primeiras datam do início do século XX e se baseiam na Teoria da Plasticidade e sob diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca. Dessa forma, entre as mais notáveis as soluções de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1976), Berezantzev (1961, 1965) e Vesic (1972).

Apesar de amplamente estudadas, as fórmulas teóricas caem em descrédito ao apresentarem entre si uma enorme discrepância dos resultados obtidos no cálculo da

capacidade de carga. Outra limitação está em considerar o solo como sendo exclusivamente coesivo ou granular, o que não se aplica com frequência na natureza. Em razão disso, os métodos teóricos de capacidade de carga de fundações por estacas têm pouca utilização em projetos, sendo preteridos em prol dos métodos semi-empíricos (CINTRA & AOKI, 2010).

### 2.2.5 Métodos semi-empíricos

Com o descrédito das fórmulas teóricas para se calcular estacas, surgiu-se a necessidade da criação de metodologias novas, que representassem mais fidedignamente os resultados obtidos na prática. Visando esse objetivo, foi desenvolvida outras formas de estipulação da capacidade de carga, utilizando como base informações empíricas de ensaios em campo e ajustados por provas de carga. Dessa forma, cada autor estipula seus coeficientes relacionados ao tipo de solo e o tipo de estaca utilizada. Em seguida, será apresentado os métodos semiempíricos utilizados no estudo de caso do presente trabalho:

- Método Aoki-Velloso;
- Método Décourt-Quaresma;

#### 2.2.5.1 Método Aoki-Velloso (1975);

O método de Aoki-Velloso (1975) foi concebido, originalmente, a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone (LOBO, 2005). Todavia, como no Brasil o CPT não é tão empregado quanto o SPT, o valor da resistência de ponta ( $q_c$ ) pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência à penetração.

Para o cálculo de um elemento de fundação isolado, a capacidade de carga  $R_p$  e da tem-se a parcela da resistência de ponta ( $R_p$ ) e a resistência gerada pelo o atrito do fuste ( $R_l$ ):

$$R_p = \frac{q_c}{F_1}$$

$$R_l = \frac{f_s}{F_2}$$

$$q_c = K \times N_{spt}$$

logo:

$$R_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1}$$

$$R_l = \frac{\alpha \times K \times N_l}{f_2}$$

Ajustando a fórmula (1) aos novos parâmetros considerados, tem-se:

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_l \cdot \Delta l)_n$$

R= Capacidade de carga;

K= Coeficiente do tipo de solo;

NP= Índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

F1 e F2= Fatores de correção;

AP= Área da seção transversal da estaca

U= Perímetro da seção transversal da estaca (m);

$\alpha$ = Coeficiente de razão de atrito;

NL= Índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura

$\Delta L$ = Espessura da camada de solo.

Figura 2.18 Valores de K e  $\alpha$  em função do tipo do solo

Solo	K (Mpa)	$\alpha$ (%)
Areia	1	0,4
Areia siltoargilosa	0,8	2
Areia siltosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3
Areia argilossiltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3
Argila	0,2	6
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenosiltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,22	4
Argila siltoarenosa	0,33	3

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Figura 2.19 Valores de F1 e F2 em função do tipo de estaca

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1 + D/0,8	2F1
Escavada	3	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2F1

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

### 2.2.5.2 Método Décourt-Quaresma (1996)

Assim como no método de Aoki-Velloso, a capacidade de carga por Décourt-Quaresma é calculada através do somatório da parcela da resistência de ponta ( RP ) e da resistência lateral ( RL ). No entanto, a estima da tensão de atrito lateral e função do fator Rl, que corresponde ao valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (NL) multiplicado pela área do fuste. Vale ressaltar, que no método em questão não apresenta nenhuma distinção quanto ao tipo de solo, apenas limitando os valores de NL a estarem entre 3 e 15 para estacas de deslocamento e com o limite superior de 50 para estacas Strauss e Tubulões.

$$R = \alpha * C * NP * AP + \beta * 10 * \left(\frac{NL}{3} + 1\right) * U * L$$

Onde:

R= Capacidade de carga;

C= Coeficiente característico do solo;

$\alpha$ = Fator em função do tipo de estaca e do tipo de solo;

NP= Índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

AP= Área da seção transversal da estaca;

$\beta$ = Fator em função do tipo de estaca e do tipo de solo;

NL= Índice de resistência à penetração médio na camada de solo;

U= Perímetro da seção transversal da estaca;

L= Espessura da camada de solo.

Para a aplicação do método em diferentes tipos de estacas e solos, Décourt propôs em 1996 o uso dos coeficientes de ajuste  $\alpha$  (Fig 2.20) e  $\beta$  (Fig 2.21) nas parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, e definindo a equação de capacidade de carga como sendo:

Figura 2.20 Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

<b>Tipo de solo</b>	<b>Escavada em geral</b>	<b>Escavada (betonita)</b>	<b>Hélice continua</b>	<b>Raiz</b>
Argilas	0	0,85	0,3*	0,85*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*

Fonte: Décourt (1996).

Figura 2.21 Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

<b>Tipo de solo</b>	<b>Escavada em geral</b>	<b>Escavada (betonita)</b>	<b>Hélice contínua</b>	<b>Raiz</b>
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*
Arcias	0,5*	0,6*	0,3*	1,5*

Fonte: Décourt (1996).

Figura 2.22 Coeficiente característico do solo C

<b>Tipo de solo</b>	<b>C (kpa)</b>
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

Fonte: Décourt (1996).

### 2.2.6 Blocos de Coroamento

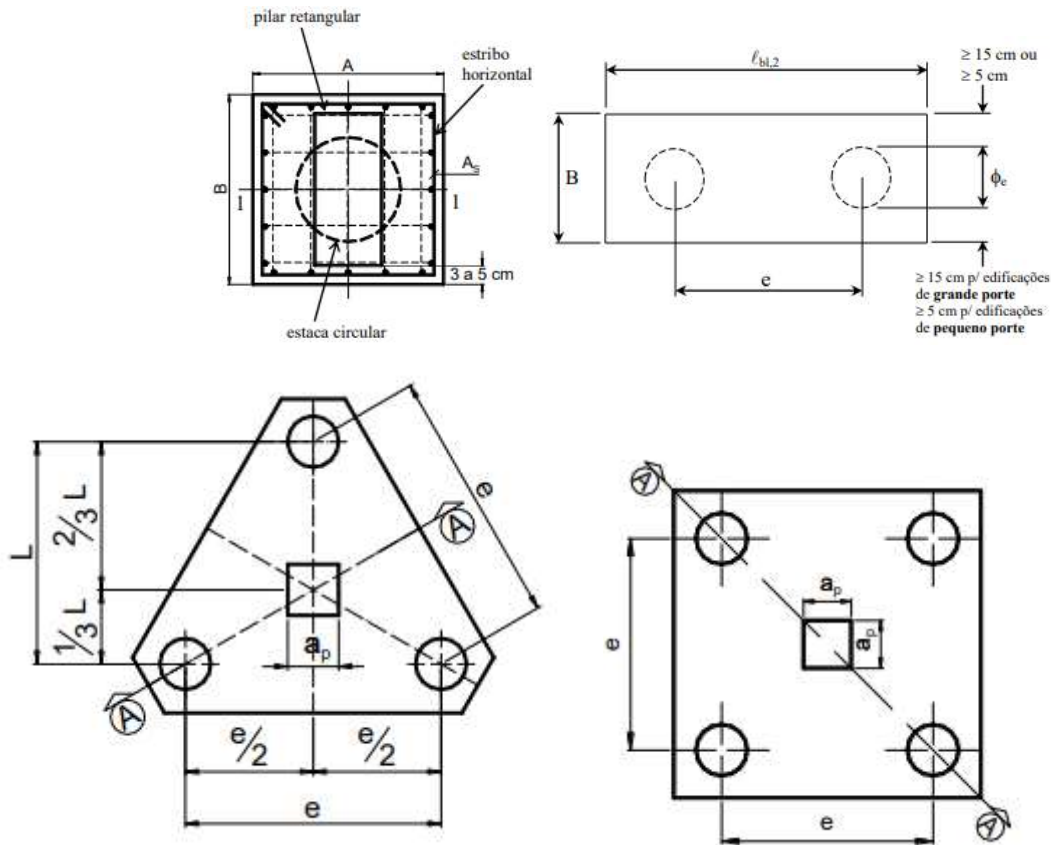
De acordo com a NBR 6118 “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas”. O número de estacas que o bloco é apoiado depende principalmente das características do solo, da capacidade da estaca e da carga do pilar.

O comportamento estrutural de um bloco, segundo a NBR 6118 e caracterizado por:

- a) “trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);
- b) forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;
- c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.”

No Brasil, o modelo de cálculo mais utilizado para o dimensionamento de blocos sobre estacas é o “Método das Bielas de Blévoit”, que tem como base a treliça como o modelo resistente no interior do bloco. Esse método possui grande aprovação pelo amplo suporte experimental (116 ensaios de Blévoit, entre outros), ampla tradição no Brasil e Europa e a utilização do modelo de treliça, que é considerado bastante intuitivo.

Figura 2.23 Vista em Planta de Blocos de coroamento sob uma, duas, três e quatro estacas.

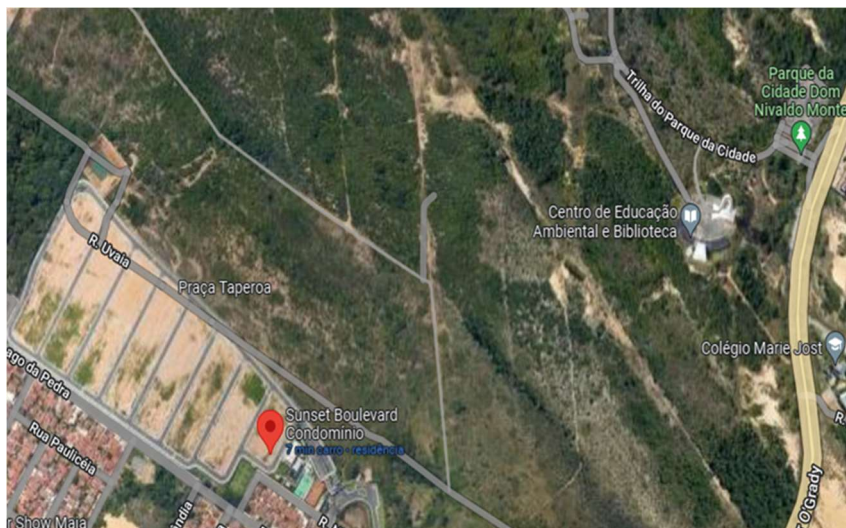


Fonte: Apostila: BLOCOS DE FUNDAÇÃO, Paulo Sergio Bastos (2020)

### 3 – METODOLOGIA

O estudo de caso do presente trabalho foi realizado em uma residência unifamiliar de alto padrão no condomínio Sunset Boulevard, localizada no bairro Pitimbu da Zona Sul de Natal - RN, com uma área aproximada de 300 m<sup>2</sup>. Essa edificação foi executada com fundação profunda do tipo estacas escavadas com trado mecânico.

Figura 3.1 – Localização da obra



Fonte: Google Maps, 2022.



Na segunda etapa, realizou-se a coleta dos dados geotécnicos do terreno escolhido para o estudo, através dos ensaios de SPT. Nesta busca, foram encontradas as informações necessárias ao projeto de fundações como, resistência, tipos de solo e profundidade dos furos.

Após isso, houve a coleta das informações acerca do empreendimento escolhido. Foram obtidas junto ao engenheiro de estruturas, as cargas advindas da edificação, com o objetivo de analisar as forças que solicitam as fundações da construção. Foi apresentada as duas propostas de diâmetro para o estuco de caso, sendo um a adoção de estacas escavadas tipo broca de diâmetro igual a 25 cm (caso 1) e o outra situação com a utilização do mesmo tipo de estacas, mas com diâmetro de 35 cm (Caso 2). Também foi realizado o dimensionamento da fundação para os dois casos propostos. Para a realização dos cálculos utilizou-se dois métodos diferentes: Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso.

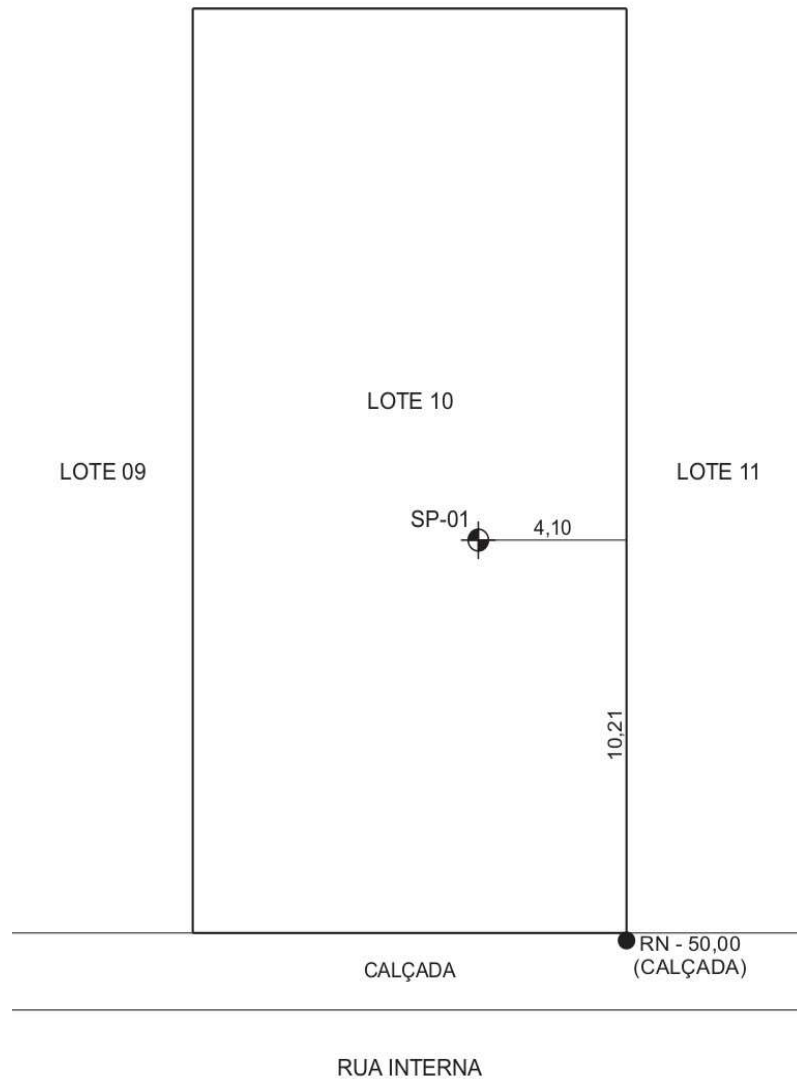
Em último plano, foi analisado as vantagens e desvantagens de cada caso o comparativo técnico e econômico entre as soluções apresentadas, onde se definiu qual a melhor opção técnica e econômica para o caso em estudo.

## 4 – RESULTADOS

### 4.1 – Estudo de caso

A investigação geotécnica do terreno foi feita através do ensaio de sondagem de simples reconhecimento do solo (SPT), pela empresa Gepê Engenharia Ltda.

Figura 4.2 – Localização do Furo 1

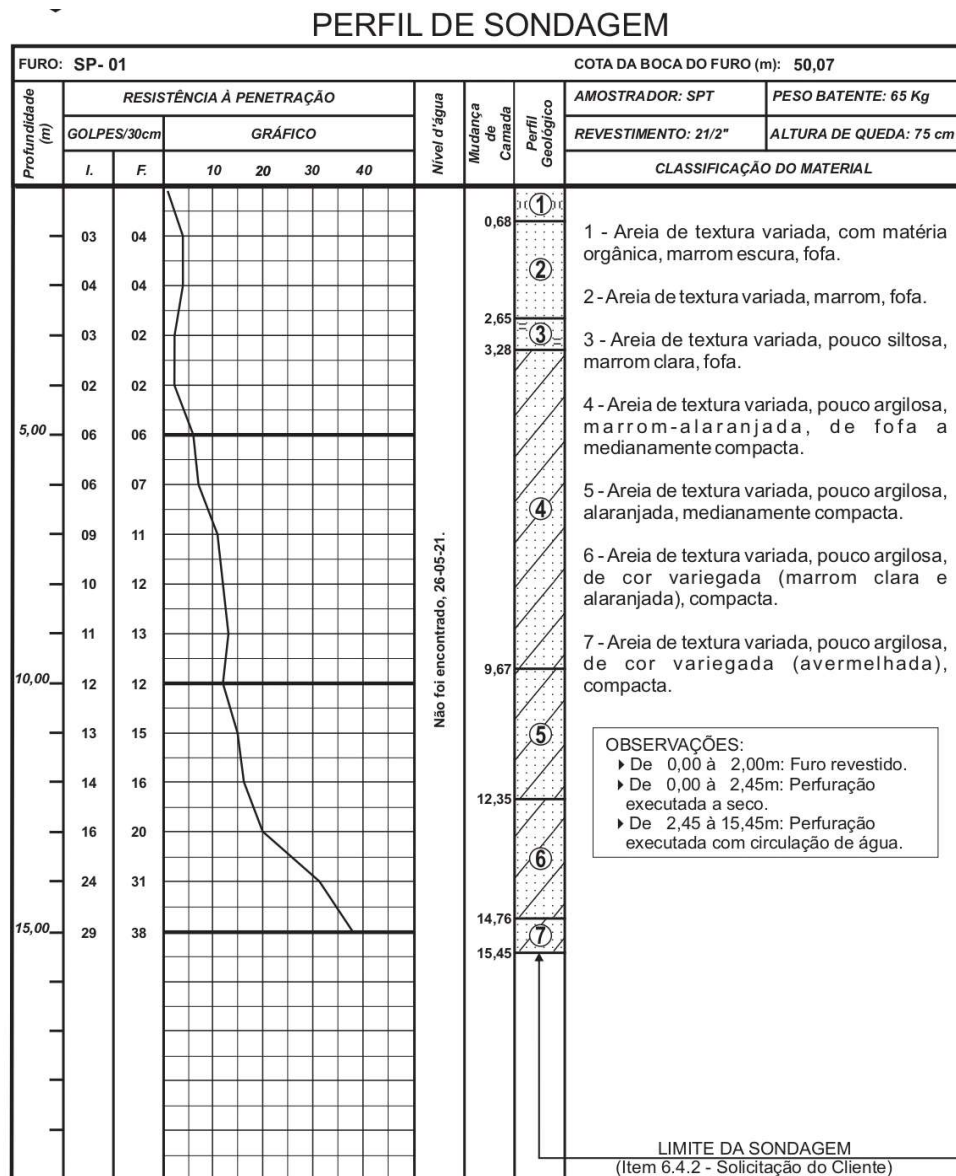


Fonte: Gepê Engenharia

A NBR 8036:1983 determina o número mínimo de duas sondagens, para áreas de projeção de até 200 m<sup>2</sup>. Dessa forma, nota-se que o número mínimo de furos que deveriam ser realizados para investigação geotécnica do terreno conforme a norma seria dois (Área de projeção inferior a 200m<sup>2</sup>). Esse fato reflete a realidade da construção civil brasileira, aonde muitos nem sequer realizam nenhum tipo de investigação.

A seguir, tem-se o perfil de sondagem o resultado do ensaio SPT. A figura (4.3) mostram de forma detalhada o perfil do solo, composição das camadas e suas respectivas profundidades, nível do lençol freático, diâmetro do amostrador, índice de resistência do solo e um gráfico com o número de golpes iniciais e finais.

Figura 4.3 – Ensaio SPT do Furo 1



Fonte: Gepê Engenharia

Nota-se que o nível de resistência do solo nos primeiros metros é considerado baixo ( $N_{spt}$  inferior a 10 nos seis primeiros metros), areia pouco compacta, justificando, portanto, a escolha pelo tipo de fundação profunda através de estacas. Além disso, não foi detectado o nível do lençol freático na sondagem, o que viabiliza a execução da fundação por estacas escavadas manualmente. A partir dos dados da sondagem, foi calculada a capacidade de carga admissível ( $R_{adm}$ ) das estacas propostas, utilizando fator de segurança igual a dois.

#### Caso 1

No primeiro caso de estudo foi utilizado como modelo o mesmo tipo de fundação empregado no projeto, fundação do tipo escavada manualmente através de trado, com diâmetro de 25 centímetros, assentada a uma profundidade de 7,0 metros, visto que se observou um acréscimo significativo na resistência de ponta nessa cota. Nessa situação, obteve-se os seguintes resultados (Fig. 4.4).

Figura 4.4 Capacidades de carga (Estacas com 25 cm de diâmetro e profundidade 7m)

<b>Método</b>	<b><math>R_p</math> (KN)</b>	<b>RL (KN)</b>	<b>R (KN)</b>	<b><math>R_{adm}</math> (tf) (FS=2)</b>
Aoki-Velloso	107,8	80,58	188,38	9,42
Decourt Quaresma	107,8	78,69	186,49	9,32

Fonte: Autor

Visto que não há discrepâncias significativas entre os resultados obtidos pelos dois métodos, é possível arredondar capacidade de carga da estaca, com fins de análise, para 10 tf (valor inteiro imediatamente superior à média das capacidades de carga obtidas) sem comprometimentos significativos em relação a margem de segurança. Em relação a verificação do ELU da Resistencia de Catalogo, tem-se 25 tf (Cintra e Aoki, 2010) para esse tipo de estaca, passando com relativa folga, portanto, nesse critério. Em seguida, foi calculado o número de estacas necessários para cada pilar da edificação.

Figura 4.5 – Numero de Estacas (Estacas com 25 cm de diâmetro e profundidade 7m)

<b>Pilar</b>	<b>Fz (tf)</b>	<b>Radm (tf)</b>	<b>Número de estacas</b>
P1	17,51	10	2
P2	19,94	10	2
P3	21,48	10	2
P4	3,72	10	1
P5	43,3	10	4
P6	39,94	10	4
P7	36,53	10	4
P8	4,27	10	1
P9	41,49	10	4
P10	3,91	10	1
P11	17,71	10	2
P12	31,04	10	3
P13	35,81	10	4
		<b>total=</b>	<b>34</b>

Fonte: Autor

Logo, adotando a estaca modelo de 25 cm de diâmetro escavada manualmente com cota de assentamento -7m, é necessário um total de 34 estacas. Dessa forma, é gasto 11,69 m<sup>3</sup> de concreto para execução da fundação da residência.

Vale a pena ressaltar que foi considerado uma margem de 10% de tolerância nas cargas solicitantes dos pilares para o cálculo do número de estacas necessários. Essa consideração é razoável visto que a utilização de um fator de segurança confortável, sem afetar, portanto, a segurança da edificação.

## Caso 2

No segundo caso proposto, foi mantido o tipo de fundação do caso 1, estacas escavadas manualmente a trado, no entanto, utilizado diâmetro de 35cm. Dessa forma, foi calculado as capacidades de carga para estaca modelo levando em consideração a cota de assentamento de 7m de profundidade (Fig 4.6).

Figura 4.6 Capacidades de carga (Estacas com 35 cm de diâmetro e profundidade 7m)

<b>Método</b>	<b>Rp (KN)</b>	<b>RL (KN)</b>	<b>R (KN)</b>	<b>Radm (tf)</b>
Aoki-Velloso	211,64	112,2	323,84	16,2
Decourt Quaresma	211,64	110,37	322,01	16,1

Fonte: Autor

Semelhantemente ao caso 1, as diferenças dos valores obtidos de capacidade de carga entre os dois métodos semiempíricos utilizados são baixas. Dessa forma, conforme o critério utilizado no primeiro caso, foi-se adotado, para fins de análise, a capacidade de carga de 17tf (Valor inteiro imediatamente superior à média obtida). Em relação a verificação do ELU da Resistencia de Catalogo, tem-se 49 tf (Cintra e Aoki, 2010) para esse tipo de estaca, passando com relativa folga, portanto, nesse critério. Em seguida, foi realizado a análise do número de estacas necessários utilizando esse novo diâmetro (Fig 4.7).

Figura 4.7 – Numero de Estacas (Estacas com 35 cm de diâmetro e profundidade 7m)

<b>Pilar</b>	<b>Fz (tf)</b>	<b>Radm</b>	<b>n estacas</b>
P1	17,51	17	1
P2	19,94	17	1
P3	21,48	17	2
P4	3,72	17	1
P5	43,3	17	3
P6	39,94	17	3
P7	36,53	17	2
P8	4,27	17	1
P9	41,49	17	3
P10	3,91	17	1
P11	17,71	17	1
P12	31,04	17	2
P13	35,81	17	2
		<b>total=</b>	<b>23</b>

Fonte: Autor

## 5– DISCUSSÃO

Dessa forma, foi obtido o número total de 23 estacas de diâmetro 35 cm para execução da fundação da residência. O número menor em relação ao caso anterior era um resultado esperado, visto que a capacidade de carga é diretamente proporcional à área da seção transversal da estaca, logo, seria necessário menos estacas para atender a demanda das cargas advinda dos pilares. No entanto, com relação ao consumo de concreto, tem-se um consumo de 15,5 m<sup>3</sup> de concreto, ou seja, um excedente de 3,8 m<sup>3</sup> quando comparado ao caso 1 (Fig. 5.1)

Figura 5.1 – Consumo de concreto (Estacas com 25 cm de diâmetro e profundidade 7m)

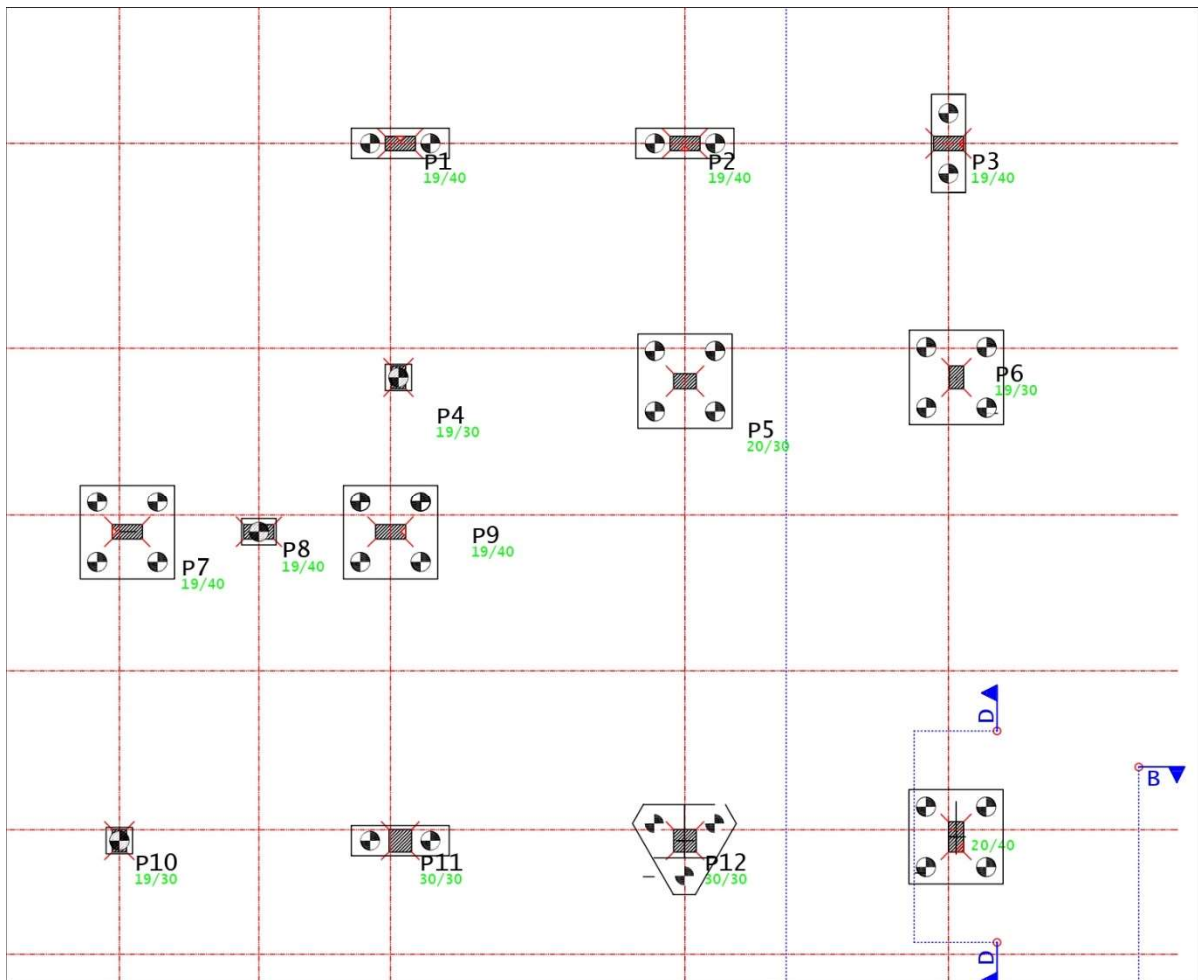
<b>Caso</b>	<b>Volume unitário (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Número de Estacas</b>	<b>Volume de Concreto (m<sup>3</sup>)</b>
Caso 1 - Estaca $\phi$ 25	0,3 4	34	11,56
Caso 2 - Estaca $\phi$ 35	0,6 7	23	15,41

Fonte: Autor

Pode-se concluir, portanto, que a utilização de diâmetros menores em estacas, na situação apresentada no estudo de caso, possui vantagens econômicas quando comparado a estacas de diâmetros maiores. Além disso, vale a pena salientar que a execução de furos com trado manual é facilitada conforme menor é a área da seção transversal da estaca, visto que a estaca tipo broca é executada manualmente pelos trabalhadores. Dessa forma, foi-se escolhido como a opção mais viável em termos econômicos e executivos o tipo de fundação sob estacas de 25 cm de diâmetro. Vale salientar que a escolha por estacas de diâmetros menores gera a necessidade de blocos com mais estacas, o que pode influenciar no consumo final de concreto.

A planta de fundação do subsolo da residência em questão conta com 34 estacas sendo elas agrupadas sob blocos de coroamento de uma até quatro estaca, de acordo com as respectivas cargas advindas dos Pilares. A configuração final da locação dos elementos de fundação pode ser observada na Figura 5.2.

Figura 5.2 – Blocos e Estacas em Planta



Fonte: Autor



## 6– CONCLUSÃO

Essa monografia tratou de analisar e dimensionar a fundação de uma residência por estacas escavadas. O tema ganha relevância se analisarmos o cenário atual da construção civil, sempre em busca de obter soluções mais eficientes, tendo em vista a execução e o aspecto financeiro de redução de custos.

Dos objetivos propostos na introdução deste trabalho, a monografia teve êxito em definir a solução mais economicamente viável para execução da fundação dessa residência e demonstrar através de cálculos as razões para a escolha da mesma. Tudo isto para fomentar o estudo do tema de projeto de geotecnia e fundações, para não se negligenciar a etapa de concepção e escolha do tipo de fundação adequada para uma obra.

Como comparação dos dois casos, observou-se que há uma diferença significativa de custos de execução, com uma diferença de aproximadamente 4 m<sup>3</sup> de concreto com a simples mudança do diâmetro das estacas escolhidas, além de melhor capacidade de execução de estacas de menor diâmetro na realidade de execução da obra. Sugere-se para elaboração de um projeto de fundações, portanto, um estudo comparativo entre diferentes soluções, com o intuito de se obter a solução mais eficiente e economicamente viável.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). NBR 6122: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). NBR 6122: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 8681: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, ABNT.
- VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. Fundações: Critérios de Projeto - Investigação de Subsolo - Fundações Superficiais. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, ed. 2, Vol. 1.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.
- ALONSO, Urbano Rodrigues. Dimensionamento de fundações profundas. São Paulo: Blucher, 1989.
- CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1974. Vol. 2.
- CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson. Fundações por estacas - projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- CINTRA, J. C., & AOKI, N. (2010). Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina dos Textos.
- 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, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, p.45-53, v.1.
- LOBO, B.O (2005). Dissertação de Mestrado. Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT. Porto Alegre.

YIN, Roberto K. Estudo de caso: planejamento e métodos. 2ª Ed. Porto Alegre. Editora: Bookmam. 2001.

THIESEN, Stephanie. Aplicação de ferramentas SIG para mapeamento geotécnico e cartas de aptidão para fundação a partir de ensaios SPT: Um estudo de caso em Blumenau/SC. Florianópolis, 2016. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/169911>. Acesso em: 02 nov. 2019.

HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998

Apostila: BLOCOS DE FUNDAÇÃO, Paulo Sergio Bastos (2020)