

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
ENGENHARIA CIVIL

SANMARA ALCANTARA EMILIANO

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIFERENTES SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES  
PARA UM EMPREEDIMENTO RESIDENCIAL NA PARTE BAIXA DA CIDADE  
DE MACEIÓ - AL**

Maceió  
2021

SANMARA ALCANTARA EMILIANO

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIFERENTES SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES  
PARA UM EMPREENDIMENTO RESIDENCIAL NA PARTE BAIXA DA CIDADE  
DE MACEIÓ - AL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Alagoas como forma de obtenção do  
título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Juliane Andréia  
Figueiredo Marques.

Maceió  
2021

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca Central**  
**Divisão de Tratamento Técnico**  
Bibliotecária: Taciana Sousa dos Santos – CRB-4 – 2062

E53e      Emiliano, Sanmara Alcantara.  
            Estudo comparativo entre diferentes soluções de fundações para um empreendimento residencial na parte baixa da cidade de Maceió-AL / Sanmara Alcantara Emiliano. – 2021.  
            103 f. : il. color.

            Orientadora: Juliane Andréia Figueiredo Marques.  
            Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil)  
            – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2021.

            Bibliografia: f. 92-94.  
            Anexos: f. 95-103.

            1. Projetos geotécnicos. 2. Fundações (Engenharia civil). 3. Sapatas. 4. Estaca hélice contínua. I. Título.

CDU: 624.15

## Folha de Aprovação

Sanmara Alcantara Emiliano

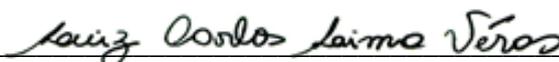
### **ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIFERENTES SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES PARA UM EMPREENDIMENTO RESIDENCIAL NA PARTE BAIXA DA CIDADE DE MACEIÓ - AL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentando para o Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como forma de obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho aprovado em 8 de abril de 2021

  
Prof.<sup>a</sup>. Dr.<sup>a</sup> Juliane Andréia Figueiredo Marques – Universidade Federal de Alagoas.

#### **Banca examinadora:**

  
Prof. Me. Luiz Carlos Lima Vêras – Universidade Federal de Alagoas.

  
Prof.<sup>a</sup>. Dr.<sup>a</sup> Viviane Carrilho Leão Ramos – Universidade Federal de Alagoas.

Ao meu pai Edmilson (*in  
memoriam*), que finalmente vai  
poder me chamar de engenheira sem  
me ouvir dizer que ainda não sou.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por ter me sustentado na fé e me guiado em todos os caminhos, dos mais fáceis aos mais difíceis, e nunca me ter permitido desistir nas centenas de vezes em que eu quis ao longo do curso.

A toda a minha família, especialmente aos meus pais, Rita e Edmilson, e aos meus irmãos, Sannyele e Túlio, que me incentivaram e nunca mediram esforços para realizar os meus sonhos. Ao Pedro, por nunca ter soltado a minha mão, sobretudo nesses últimos 5 anos, e principalmente por ter acreditado em mim quando nem eu mesma acreditava.

Às minhas amigas da vida inteira, Gabriella Buarque, Fernanda Carolina (e o nosso mascote Gael) e Marília Velozo, por se fazerem presentes apesar dos diferentes caminhos por nós trilhados.

Aos meus amigos Ariana Magalhães, Bruno Leite, Gabriel Freitas, Jáder Vinícius, Maria Clara e Matheus Pontes, por me aguentarem e dividirem comigo as alegrias e tristezas dessa jornada. Ao PET Engenharia Civil e a todos os que fizeram parte do grupo, que contribuíram para a minha formação pessoal e profissional ao longo de quase metade da minha graduação.

À minha orientadora e professora Juliane Marques, por todo o conhecimento passado em sala de aula e fora dela e por ter me guiado nesta etapa tão importante.

A todos que fazem parte da AGM Geotécnica, pela oportunidade e por todo o suporte técnico fornecido. Agradeço especialmente ao Engenheiro Lucas, pela paciência de me ensinar e tirar todas as minhas dúvidas, por mais atolado de trabalho que tivesse.

E, por fim, mas não menos importante, a mim mesma, por ter perseverado e, apesar de todas as dificuldades, ter conseguido chegar até aqui.

## RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo realizar um estudo comparativo técnico e econômico entre diferentes soluções geotécnicas para um empreendimento residencial localizado na parte baixa da cidade de Maceió – AL. Para isto, a solução adotada no empreendimento em fundação rasa do tipo sapata foi comparada com uma solução alternativa dimensionada em fundação profunda do tipo estaca hélice contínua. Em termos de prazo de execução, as duas alternativas de projeto apresentaram tempos semelhantes de aproximadamente 2,5 meses, estimados com base na experiência de construtores da cidade. Devido ao processo executivo, à quantidade e ao grande porte das fundações profundas, o quantitativo de material e, conseqüentemente do custo associado da solução alternativa foi elevado, em torno de 3,5 vezes o custo total orçado para a solução adotada. Dessa forma, uma vez que o tempo de execução das fundações estimado foi semelhante, a solução adotada em fundação rasa do tipo sapata apresentou melhor viabilidade econômica. Apesar disso, o processo de escolha da melhor solução geotécnica não depende apenas da análise dos quantitativos de materiais e custos de execução, mas de diversos fatores, entre eles a experiência e familiaridade do construtor com a solução escolhida.

**Palavras-Chave:** Projeto Geotécnico. Sapata. Estaca Hélice Contínua.

## **ABSTRACT**

This paper aims to carry out a comparative technical and economic study between different geotechnical solutions for a residential development located in the lower part of the city of Maceió – AL. For this, the solution adopted in this enterprise, which was a shallow foundation of the footing type, was compared with an alternative solution, dimensioned in deep foundation of the continuous propeller pile type. In terms of execution time, the two project alternatives presented similar times of approximately 2.5 months, estimated based on the experience of builders. Due to the execution process, the quantity and the large size of the deep foundations, the quantity of material and, consequently, the associated cost of the alternative solution was high, around 3.5 times more than the total budget cost for the adopted solution. Thus, since the estimated execution time of the foundations was similar, the solution adopted in a shallow footing type foundation showed better economic viability. Despite that, the process of choosing the best geotechnical solution does not depend only on the analysis of the quantitative of materials and costs of execution, but on several factors, among them the experience and familiarity of the builder with the chosen solution.

**Key words:** Geotechnical Design. Isolated Footing. Continuous Flight Auger.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Consequências do não-atendimento aos requisitos básicos de projeto: a) deformações excessivas; b) colapso do solo; c) tombamento; d) deslizamentos; e) colapso estrutural .....	19
Figura 2 – Equipamentos necessário para a realização do ensaio SPT .....	20
Figura 3 – Tipos de fundações: a) rasas; b) profundas .....	22
Figura 4 - Fundações rasas .....	23
Figura 5 – Fundações profundas: a) estaca; b) tubulão; c) caixão.....	24
Figura 6 – Perfil geológico da cidade de Maceió – AL.....	25
Figura 7 – Sapatas Isolada .....	28
Figura 8 – Limite para sapatas retangulares .....	28
Figura 9 – Sapatas corridas: a) para apoio de parede; b) para apoio de pilares alinhados. ....	29
Figura 10 - Sapata associada com viga de rigidez.....	30
Figura 11 - Sapata excêntrica .....	30
Figura 12 - Sapata com viga alavanca .....	31
Figura 13 – Fatores de capacidade de carga de Terzaghi-Peck.....	33
Figura 14 - Geometria da sapata isolada .....	35
Figura 15 - Caminhamento da carga do pilar em direção à base da sapata.....	36
Figura 16 - Distribuição de tensões no solo para cargas centradas .....	37
Figura 17 - Distribuição de pressão em sapata rígida sob carga centrada em solos granulares e coesivos .....	38
Figura 18 – Sapatas (a) de altura constante e (b) de altura variável .....	39
Figura 19 - Seção para verificação da força cortante .....	41
Figura 20 – Bloco de coroamento.....	42
Figura 21 - Detalhe das armaduras do bloco sobre uma estaca.....	43
Figura 22- Polígono de forças em blocos sobre duas estacas.....	44
Figura 23 – Tipos de bloco de três estacas: a) em linha; b) triangular. ....	47
Figura 24 – Armação do bloco triangular.....	48
Figura 25 – Armadura principal paralela aos lados e nas diagonais do bloco sobre cinco estacas .....	50
Figura 26 - Parâmetros para dimensionamento de estacas e tubulões.....	55
Figura 27 - Localização do empreendimento .....	58
Figura 28 – Edifício residencial do estudo de caso .....	59
Figura 29 – Croqui de locação de sondagem.....	60

Figura 30 - Perfil de sondagem do furo SP-01 .....	61
Figura 31 - Perfil de sondagem do furo SP-02 .....	62
Figura 32 - Perfil de sondagem do furo SP-03 .....	63
Figura 33 - Cota de apoio das sapatas em relação ao furo de sondagem .....	69
Figura 34 - Detalhe genérico da escavação e reaterro das sapatas .....	76
Figura 35 - Cota de assentamento das estacas .....	79
Figura 36 - Detalhe padrão das estacas .....	83

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação das sapatas isoladas quanto à forma .....	27
Tabela 2 – Fatores de forma propostos pela norma alemã .....	33
Tabela 3 - Fatores de carga propostos pela norma alemã.....	33
Tabela 4 - Coeficiente característico do solo.....	53
Tabela 5 – Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo do solo .....	53
Tabela 6 – Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo do solo .....	53
Tabela 7 - Profundidade média do nível d'água.....	64
Tabela 8 – Tabela de cargas .....	64
Tabela 9 – Tabela de cargas dos pilares periféricos .....	66
Tabela 10- Parâmetros para cálculo da capacidade de carga por Terzaghi .....	70
Tabela 11 - Grupos de sapatas.....	71
Tabela 12 - Determinação da altura das sapatas.....	72
Tabela 13 - Dimensionamento das armaduras longitudinais das sapatas .....	73
Tabela 14 - Peso de aço para as sapatas .....	74
Tabela 15 - Volume de concreto para as sapatas.....	74
Tabela 16 - Área de forma de madeira .....	75
Tabela 17 - Fator de empolamento do solo .....	77
Tabela 18 - Resumo de volumes de escavação, reaterro e bota-fora.....	77
Tabela 19 - Quantidade de estacas por pilar .....	82
Tabela 20 - Consumo total de aço da solução em estaca hélice contínua .....	84
Tabela 21 - Consumo de concreto da solução em estaca hélice contínua .....	85
Tabela 22 - Quantitativo de madeira para a solução em estaca hélice contínua .....	86
Tabela 23 - Comparativo de materiais.....	87
Tabela 24 - Comparativo de custos .....	89

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	14
<b>1.1</b>	<b>Considerações Iniciais</b> .....	14
<b>1.2</b>	<b>Objetivos</b> .....	15
1.2.1	Objetivo geral .....	15
1.2.2	Objetivos específicos .....	16
<b>1.3</b>	<b>Justificativa</b> .....	16
<b>2</b>	<b>CONCEPÇÃO DO PROJETO GEOTÉCNICO</b> .....	17
<b>2.1</b>	<b>Elementos Necessários</b> .....	17
<b>2.2</b>	<b>Requisitos de Projeto</b> .....	18
<b>2.3</b>	<b>Investigações Geotécnicas</b> .....	19
2.3.1	Sondagem à percussão (SPT) .....	20
<b>3</b>	<b>TIPOS DE FUNDAÇÕES</b> .....	22
<b>3.1</b>	<b>Fundações Rasas</b> .....	23
<b>3.2</b>	<b>Fundações Profundas</b> .....	24
<b>3.3</b>	<b>Fundações Correntes na Cidade de Maceió</b> .....	25
<b>4</b>	<b>SAPATAS</b> .....	27
<b>4.1</b>	<b>Tipos de Sapatas</b> .....	27
4.1.1	Sapata isolada .....	27
4.1.2	Sapata corrida .....	29
4.1.3	Sapata associada .....	29
4.1.4	Sapata em divisa .....	30
<b>4.2</b>	<b>Dimensionamento Geotécnico</b> .....	31
4.2.1	Capacidade de carga .....	32
4.2.2	Tensão admissível.....	34
<b>4.3</b>	<b>Dimensionamento Geométrico</b> .....	34
<b>4.4</b>	<b>Dimensionamento Estrutural</b> .....	36

4.4.1	Classificação quanto à rigidez .....	36
4.4.2	Distribuição de tensões no solo .....	37
4.4.3	Determinação da altura das sapatas .....	38
4.4.4	Dimensionamento das armaduras longitudinais .....	39
4.4.5	Dispensa de armaduras transversais para força cortante .....	40
<b>5</b>	<b>BLOCO DE COROAMENTO .....</b>	<b>42</b>
<b>5.1</b>	<b>Dimensionamento Estrutural.....</b>	<b>43</b>
5.1.1	Bloco sobre uma estaca.....	43
5.1.2	Bloco sobre duas estacas.....	44
5.1.3	Bloco sobre três estacas .....	46
5.1.4	Bloco sobre cinco estacas .....	49
<b>6</b>	<b>ESTACA HÉLICE CONTÍNUA .....</b>	<b>51</b>
<b>6.1</b>	<b>Dimensionamento Geotécnico.....</b>	<b>51</b>
6.1.1	Capacidade de carga .....	51
6.1.2	Carga admissível.....	54
<b>6.2</b>	<b>Dimensionamento Estrutural.....</b>	<b>54</b>
6.2.1	Comprimento da armadura principal .....	55
6.2.2	Dimensionamento à compressão .....	56
<b>7</b>	<b>ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>58</b>
<b>7.1</b>	<b>Descrição do Empreendimento.....</b>	<b>58</b>
<b>7.2</b>	<b>Investigações Geotécnicas .....</b>	<b>59</b>
<b>7.3</b>	<b>Cargas do Projeto Estrutural .....</b>	<b>64</b>
<b>7.4</b>	<b>Definição do Tipo de Fundação .....</b>	<b>67</b>
7.4.1	Solução adotada .....	67
7.4.2	Solução alternativa.....	68
<b>7.5</b>	<b>Ferramentas de Cálculo e Detalhamento.....</b>	<b>68</b>
<b>8</b>	<b>SOLUÇÃO EM SAPATAS .....</b>	<b>69</b>

<b>8.1</b>	<b>Capacidade de Carga</b> .....	69
<b>8.2</b>	<b>Dimensionamento Geométrico</b> .....	70
<b>8.3</b>	<b>Dimensionamento Estrutural</b> .....	71
8.3.1	Armadura longitudinal.....	72
<b>8.4</b>	<b>Quantitativos</b> .....	74
8.4.1	Aço.....	74
8.4.2	Concreto.....	74
8.4.3	Forma de madeira.....	75
8.4.4	Outros.....	75
8.4.5	Tempo estimado de execução.....	77
<b>9</b>	<b>SOLUÇÃO EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA</b> .....	78
<b>9.1</b>	<b>Análise Preliminar</b> .....	78
<b>9.2</b>	<b>Capacidade de Carga</b> .....	78
<b>9.3</b>	<b>Dimensionamento Estrutural das Estacas</b> .....	83
<b>9.4</b>	<b>Dimensionamento Estrutural dos Blocos de Coroamento</b> .....	84
<b>9.5</b>	<b>Quantitativos</b> .....	84
9.5.1	Aço.....	84
9.5.2	Concreto.....	85
9.5.3	Forma de madeira.....	86
9.5.4	Tempo estimado de execução.....	86
<b>10</b>	<b>ANÁLISE COMPARATIVA</b> .....	87
<b>10.1</b>	<b>Tempo de Execução</b> .....	87
<b>10.2</b>	<b>Materiais</b> .....	87
<b>10.3</b>	<b>Custos</b> .....	88
<b>11</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	90
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	92
	<b>ANEXO A</b> .....	95

<b>ANEXO B</b> .....	96
<b>ANEXO C</b> .....	97
<b>ANEXO D</b> .....	98
<b>ANEXO E</b> .....	99
<b>ANEXO F</b> .....	102
<b>ANEXO G</b> .....	103

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

Após as etapas de planejamento e elaboração dos projetos, a execução das fundações é um dos primeiros serviços a serem executados em uma construção. Na prática, o início de uma obra começa pela fundação.

A elaboração do projeto de fundações deve ser realizada de modo a atender aos critérios básicos de deformação e segurança ao colapso do solo e dos elementos estruturais e garantir que os elementos de fundação transmitam, de forma adequada, as cargas provenientes da superestrutura para o solo. A definição e execução apropriada desses elementos são essenciais para assegurar a viabilidade técnica e econômica de uma construção, além de influenciar diretamente na qualidade do produto final. Porém, a escolha nem sempre é intuitiva e simples.

A Engenharia, especialmente a Engenharia Geotécnica, não é uma ciência exata. Em 2010, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) reconheceu, pela primeira vez, através da revisão da norma brasileira NBR 6122 – Projeto e execução de fundações, a Engenharia de Fundações como uma ciência não-exata:

Nota 1 – Reconhecendo que a Engenharia de Fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da Natureza, os critérios e procedimentos constantes desta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data da sua publicação. (ABNT, 2010, p. 1)

A mesma consideração foi feita pelo professor Nelson Aoki em 2011. “Ela usa a matemática, que é exata, mas a engenharia, especialmente a geotécnica, lida com variabilidades, com uma série de fatores. Por conta disso, não pode ser considerada exata e os riscos precisam ser levados em conta.” (ABMS, 2011).

Neste contexto de incertezas, o processo de escolha do tipo de fundações a ser adotado em um determinado projeto também não é único e deve levar em consideração além dos critérios técnicos e econômicos, a experiência do projetista e sua familiaridade com o solo da localidade onde serão executadas as fundações. São elementos necessários para a concepção do projeto o conhecimento da topografia da área, dados geológicos-geotécnicos com investigação preliminar do solo, dados da estrutura a ser construída e conhecimento da vizinhança (VELLOSO; LOPES, 2010).

Cada projeto geotécnico possui mais de uma solução, sendo possível adotar inúmeros arranjos com diferentes tipos de fundações. De acordo com a ABNT na NBR 6122 (2019) e com a maioria dos livros didáticos clássicos de geotecnia, as fundações podem ser classificadas em rasas (diretas ou superficiais) ou profundas, de acordo com a cota de assentamento da base e a forma de transmissão da carga do elemento ao solo. Para Velloso e Lopes (2010), além da classificação habitual, as fundações podem ainda ser classificadas em mistas.

Uma das principais dúvidas ao definir o projeto de fundações é o tipo de fundação a ser utilizada. Geralmente, quando o solo possui boa resistência nos primeiros metros, opta-se pela execução de fundações rasas. Como esse tipo de fundação está apoiada a pequenas profundidades, são mais simples de executar e, conseqüentemente, mais econômicas. Quando a execução desse tipo de fundação não é possível, seja por alta solicitação de carga ou limitação de área do terreno, recorre-se à utilização de fundações profundas, comumente as estacas.

Mesmo optando por fundações profundas ainda é preciso definir o tipo a ser adotado. Neste caso, os principais itens analisados são a disponibilidade de tecnologia para execução no mercado e as limitações construtivas de cada método executivo impostas pelas características do terreno ou vizinhança.

As diferentes alternativas de projeto implicam principalmente em diferentes custos e prazos na construção, isto porque cada possibilidade apresenta seu próprio consumo de aço, cimento ou concreto, necessidade de movimentação de terra, além de possuir diferentes prazos de execução.

Desta forma, este trabalho pretende realizar um estudo comparativo entre duas alternativas de soluções geotécnicas, analisando os critérios técnicos e econômicos de cada uma das soluções adotadas para um empreendimento residencial na região praieira da cidade de Maceió - AL. Neste estudo, será comparada a solução adotada em fundação rasa do tipo sapata com uma solução alternativa em fundação profunda do tipo estaca hélice contínua.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

Realizar um estudo comparativo técnico e econômico entre duas diferentes alternativas de soluções de fundações para um empreendimento residencial localizado na parte baixa da cidade de Maceió – AL.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- a) Identificar os fatores condicionantes para a escolha do tipo de fundação;
- b) Definir e dimensionar uma solução geotécnica alternativa;
- c) Orçar os materiais e a execução de cada solução definida;
- d) Comparar as diferentes soluções levantando os prós e contras de cada opção.

### 1.3 Justificativa

A inserção do recém-formado no mercado de trabalho é difícil. Além de lidar com um mercado cada vez mais competitivo, a falta de experiência na área é um grande problema. A engenharia, especialmente a Engenharia de Fundações, é uma área do conhecimento bastante vasta e multidisciplinar, que necessita não só da integralização de conhecimentos específicos adquiridos durante o curso nas disciplinas relacionadas à Geotecnia: Mecânica dos Solos e das Rochas, Estruturas de Concreto Armado e Cálculo Estrutural, mas também experiência para lidar com a grande diversidade de problemas que surgem no decorrer da profissão, pois cada caso apresenta suas peculiaridades, que devem ser consideradas e solucionadas individualmente.

Para Velloso e Lopes (2010), o engenheiro especialista em Fundações necessita de maior vivência e experiência, onde entende-se por vivência os inúmeros projetos e execuções de fundações de diversos tipos realizados pelo profissional em diferentes situações baseados apenas na sua observação dos casos passados, sem dados quantitativos; e, por experiência, a vivência associada aos dados quantitativos de desempenho da obra. Porém, atingir o nível de vivência e experiência necessárias leva tempo.

Dessa forma, este trabalho pretende estudar como as diferentes soluções geotécnicas apresentam variações de comportamento, quantitativos de materiais, custos de execução e rendimentos para um mesmo projeto e como isto pode afetar nos custos e prazos de uma construção, discutindo os aspectos que devem ser levados em consideração ao definir um projeto de fundações, de forma a relacionar as disciplinas e conhecimentos teóricos adquiridos durante a graduação com a realidade na prática e, desse modo, auxiliar estudantes e profissionais da área com pouca experiência ou vivência.

## 2 CONCEPÇÃO DO PROJETO GEOTÉCNICO

A concepção de um projeto geotécnico envolve a consideração de uma série de fatores que devem ser cuidadosamente estudados antes da sua elaboração. São diversos os critérios a serem analisados, sendo o principal deles as características do subsolo do terreno. Porém, informações sobre a vizinhança e dados sobre as estruturas a construir não devem ser negligenciados, além dos aspectos econômicos, que podem vir a inviabilizar a construção de determinadas soluções. Além dos elementos necessários para concepção, um projeto geotécnico deve atender a certos requisitos básicos quanto às deformações e segurança dos elementos estruturais e do solo.

### 2.1 Elementos Necessários

São elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto geotécnico:

- a) Topografia da área;
- b) Dados geológicos geotécnicos;
- c) Dados da estrutura a construir;
- d) Dados sobre construções vizinhas;
- e) Aspectos econômicos.

Antes do início de uma obra, informações sobre a topografia do terreno devem ser conhecidas. Os levantamentos planialtimétricos são fundamentais para a visualização de acidentes geográficos e outras características sobre a superfície do relevo, evidenciando superfícies íngremes e planas (CONTE, 2015 apud BORGES, 1992). Dessa forma, é possível obter dados sobre taludes e encostas no terreno, erosões, ocorrências de solos moles ou instáveis e até verificar previamente a necessidade de executar cortes e aterros ou adequar a construção baseada nessas informações.

Na Engenharia Geotécnica, o solo é o principal objeto de estudo e, por se tratar de um material natural com propriedades e características próprias sobre o qual pouco pode-se atuar, deve-se conhecer suas propriedades com o máximo de detalhamento possível. A NBR 6122 determina que em função do porte ou das especificidades da obra devem ser realizadas vistorias geológicas por profissional habilitado e, se necessário, complementadas por estudos extras (ABNT, 2019). Em relação aos estudos geotécnicos, todas as obras, independentes de tamanho ou função, devem possuir campanhas de investigação geotécnica. Mapas, fotos aéreas, entre

outras ferramentas de mapeamento geológico-geotécnicas também podem ser utilizados de forma a complementar os dados.

Para dimensionamento das fundações devem ser conhecidas as ações atuantes provenientes da superestrutura. Para isto, devem ser conhecidos o tipo e o uso da edificação, o sistema estrutural considerado pelo engenheiro estrutural e verificar se há ou não a presença de subsolos.

Outro aspecto importante na concepção de um projeto geotécnico é a situação da vizinhança, que pode interferir diretamente nas ações atuantes nos elementos de fundações por sobrecarga ou até limitar, por questões de espaço, o lançamento de certos tipos de fundações. Além disso, algumas construções vizinhas podem ser sensíveis e podem ser danificadas por consequências de escavações ou vibrações excessivas provocadas pela obra.

Por fim, devem ser considerados os aspectos econômicos relativos ao projeto e, principalmente, execução dos elementos de fundações.

## **2.2 Requisitos de Projeto**

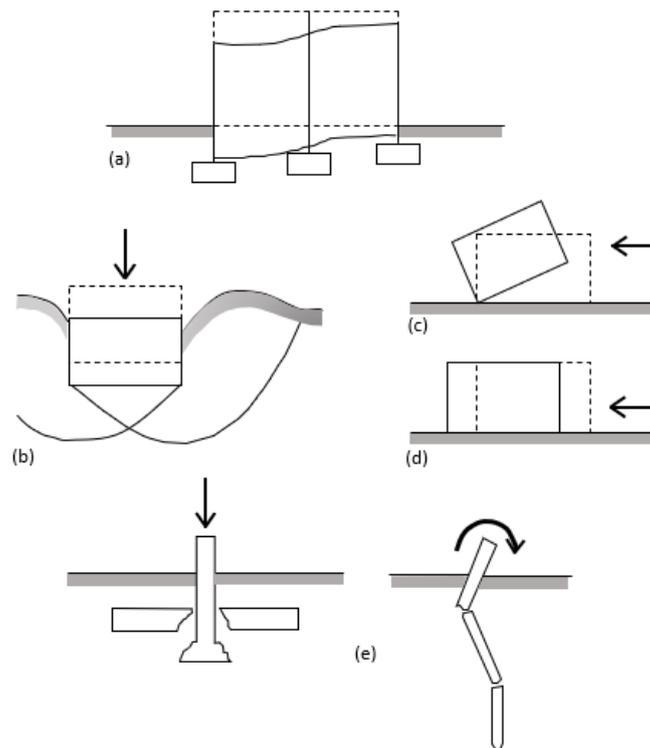
De acordo com Velloso e Lopes (2010), um projeto de fundações deve atender a três requisitos básicos:

- a) Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- b) Segurança adequada ao colapso do solo de fundação (estabilidade “externa”);
- c) Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (estabilidade “interna”).

O requisito “a” diz respeito ao atendimento ao estado de serviço (ELS) e está associado a problemas que possam comprometer o uso da obra. Os requisitos “b” e “c” referem-se aos estados limites últimos (ELU) e estão associados ao colapso total ou parcial da obra. São consequências do não-atendimento aos requisitos básicos: deformações excessivas, colapso do solo, tombamentos, deslizamentos e o colapso estrutural, conforme pode ser visto na Figura 1.

Ainda de acordo com Velloso e Lopes (2010), em casos específicos pode ser necessário o atendimento a outros requisitos, como: segurança ao tombamento e deslizamento, segurança à flambagem e nível de vibração.

Figura 1 – Consequências do não-atendimento aos requisitos básicos de projeto: a) deformações excessivas; b) colapso do solo; c) tombamento; d) deslizamentos; e) colapso estrutural



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

### 2.3 Investigações Geotécnicas

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2019), para qualquer edificação deve ser realizada pelo menos uma campanha de investigação geotécnica preliminar constituída, no mínimo, por sondagens a percussão (SPT), com a obtenção do perfil do solo, espessura das camadas, classificação dos solos de acordo com a NBR 6502, nível do lençol freático e a medida do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Em casos particulares e a depender dos resultados obtidos na investigação preliminar, a norma recomenda executar uma investigação complementar, com a realização de sondagens adicionais, para a obtenção de mais detalhes dos solos analisados.

Para Marques, Marques e Marques (2015), os principais tipos de sondagens e ensaios de campo utilizados pelos engenheiros geotécnicos nos projetos de fundações são:

- a) Poço Exploratório ou de Inspeção;
- b) Sondagem a Trado;
- c) Sondagem pelo Método da Cravação de Haste;
- d) Ensaio do Cone (CPT) e de Piezocone (CPTU);

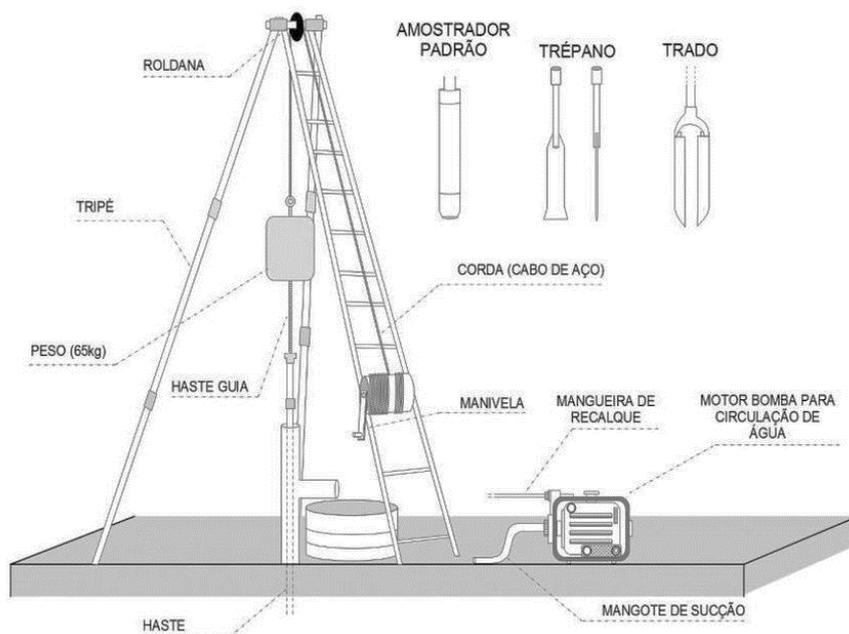
- e) Ensaio de Palheta;
- f) Sondagem Rotativa;
- g) Sondagem à Percussão com Determinação do Índice de Resistência à Penetração (SPT).

### 2.3.1 Sondagem à percussão (SPT)

Devido à sua simplicidade e economia, o SPT (Standard Penetration Test) é o método de investigação geotécnica mais popular na maioria dos países do mundo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). O ensaio é normatizado pela NBR 6484 e seu processo de execução divide-se em duas etapas: perfuração e amostragem com determinação da resistência à penetração do solo.

A perfuração é feita através de uma peça cortante (trépano ou cavador) e, para que não haja desmoronamento das paredes do furo, injeta-se lama bentonítica através do bombeamento. À medida que o barrilete vai sendo cravado, o solo penetra do seu interior e, a cada metro, interrompe-se a sua cravação para coletar as amostras de solo e medir a resistência à penetração. O índice de resistência à penetração é o número de golpes aplicados por um peso de 65 kg e altura de queda de 75 cm para cravar os 30 cm finais do amostrador-padrão. Um esquema geral do ensaio e dos equipamentos necessários pode ser observado na Figura 2.

Figura 2 – Equipamentos necessário para a realização do ensaio SPT



Fonte: Adaptado de Higashi (2016)

Em relação à quantidade de furos, a NBR 8036:1983 apresenta, em função da área da construção, o número mínimo de furos a serem executados na investigação preliminar:

- a) Dois furos, para uma área (A) menor ou igual a 200 m<sup>2</sup>;
- b) Três furos para  $200 < A \leq 400$  m<sup>2</sup>;
- c) Um furo para cada 200 m<sup>2</sup> quando  $A \leq 1200$  m<sup>2</sup>;
- d) Um furo para cada 400 m<sup>2</sup> que ultrapassar 1200 m<sup>2</sup> quando  $1200 < A < 2400$  m<sup>2</sup>;
- e) A critério do projetista quando  $A > 2400$  m<sup>2</sup>.

De acordo com a ABNT NBR 6484 (2020), o critério de paralisação do ensaio pode ser definido através da solicitação do cliente ou, no caso da inexistência da solicitação, com base no índice de resistência obtido em resultados consultivos:

- a) 10 m de resultados com N iguais ou superiores a 25 golpes;
- b) 8 m de resultados com N iguais ou superiores a 30 golpes;
- c) 6 m de resultados com N iguais ou superiores a 35 golpes.

Segundo Marques, Marques e Marques (2015), a profundidade de uma sondagem deve ser suficiente para atingir todas as camadas internas ao bulbo de pressão gerado pela projeção da edificação.

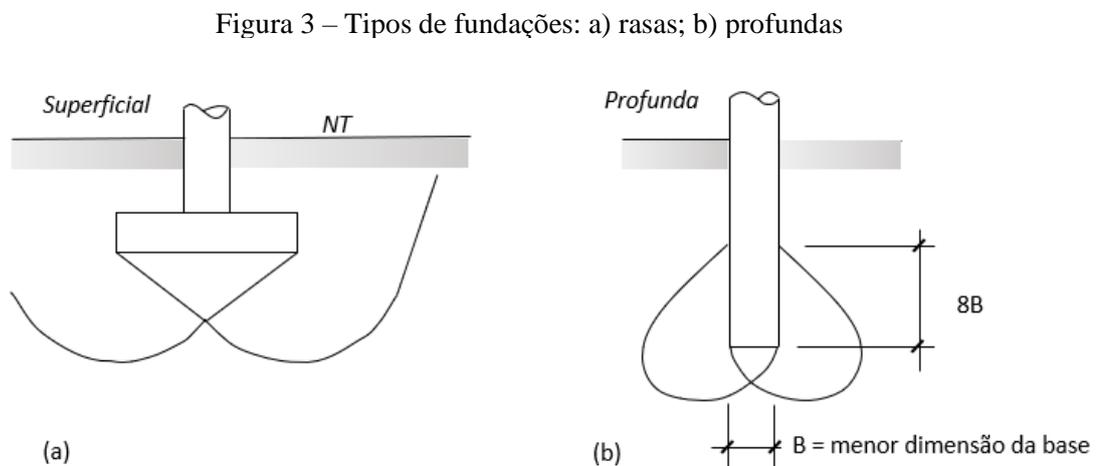
Quanto à locação, a norma recomenda distribuir as sondagens igualmente em toda a área, sem locá-los em um mesmo alinhamento.

### 3 TIPOS DE FUNDAÇÕES

Convencionalmente, as fundações são divididas em dois grandes grupos: fundações profundas e fundações rasas, sendo este último também conhecido como diretas ou superficiais. Essa classificação é a que se encontra na NBR 6122 – Projeto e execução de fundações e na grande maioria dos livros didáticos conceituados. A classificação é baseada na forma de transmissão de carga do elemento ao terreno e pela cota de assentamento. Em alguns casos, pode ser ainda encontrado um terceiro grupo, o das fundações mistas, citado por Velloso e Lopes (2010).

De acordo com a NBR 6122, as fundações profundas são aquelas que transmitem a carga ao terreno pela base ou pela sua superfície lateral (resistência de ponta e resistência de fuste, respectivamente) ou ainda pela combinação das duas e que a cota de assentamento é superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta desde que seja no mínimo 3 m (Figura 3), de forma que o mecanismo de ruptura de base não surja na superfície do terreno (ABNT, 2019).

Por outro lado, as fundações rasas (diretas ou superficiais) são aquelas cujo a base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a sua menor dimensão em planta (Figura 3), distribuindo as cargas aplicadas ao solo subjacente por tensões distribuídas. São elas as sapatas e os blocos. Velloso e Lopes (2010) inclui ainda neste grupo as grelhas e o radier.

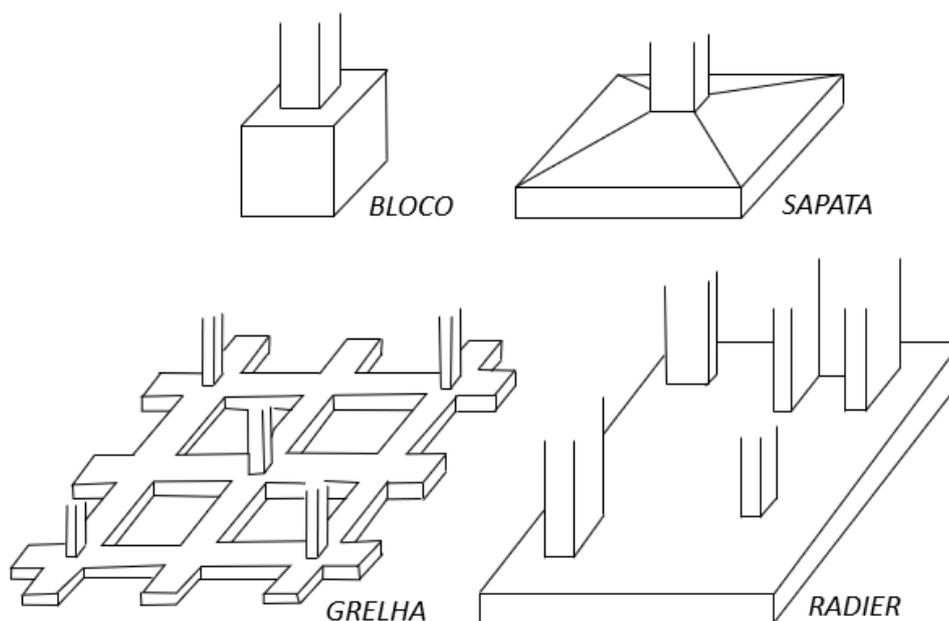


Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

### 3.1 Fundações Rasas

Do ponto de vista estrutural, as fundações rasas são estruturas que se situam logo abaixo da superestrutura e são caracterizadas pela transmissão de carga ao solo através de pressão distribuída pela base (CAMPOS, 2015). Além disso, para ser caracterizada como fundação direta, o elemento de fundação deve estar assentado em profundidade inferior a duas vezes a sua menor dimensão em planta (ABNT, 2019). Constituem as fundações rasas as sapatas, os blocos, os radiers e as grelhas, sendo este último tipo não citado na NBR 6122 (Figura 4).

Figura 4 - Fundações rasas



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

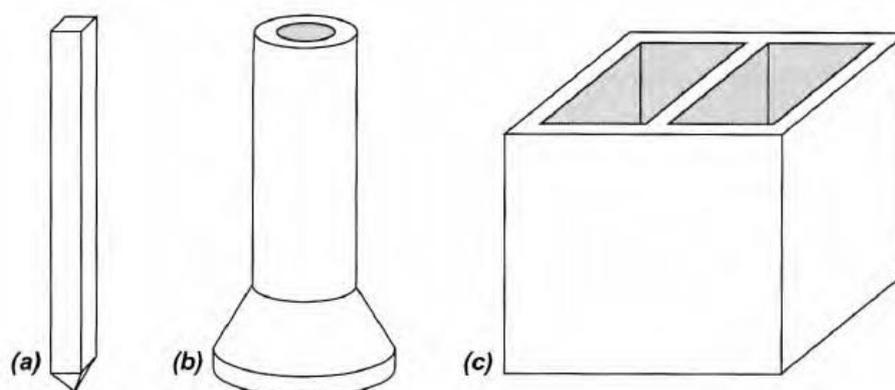
Devido à grande variabilidade de formas possíveis de configuração e forma dos elementos estruturais os quais são apoiados nas fundações, as sapatas são o tipo de fundação superficial mais utilizado (BASTOS, 2019).

Como neste trabalho será abordado apenas projeto geotécnico em fundação rasa do tipo sapata, serão apresentadas apenas as definições e detalhamentos desse tipo de fundação direta.

### 3.2 Fundações Profundas

Os principais elementos de fundações profundas são as estacas e os tubulões (Figura 5), que são diferenciados, segundo a norma de fundações, pela presença do trabalhador dentro da escavação em alguma das fases da execução no caso dos tubulões (ABNT, 2019). Algumas referências técnicas incluem nesse grupo os caixões (Figura 5), porém não são muito usuais.

Figura 5 – Fundações profundas: a) estaca; b) tubulão; c) caixão



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Das fundações profundas, as estacas são o tipo mais utilizado. De acordo com Décourt (1998), as estacas podem ser classificadas em duas categorias: estacas de deslocamento e estacas escavadas. Ainda segundo Décourt (1998), as estacas de deslocamento são aquelas que são introduzidas no terreno sem a retirada de solo e as escavadas são aquelas executadas “*in situ*” através da perfuração do solo, independentemente do método, com a retirada de material.

A NBR 6122 apresenta 14 tipos de estaca, sendo elas:

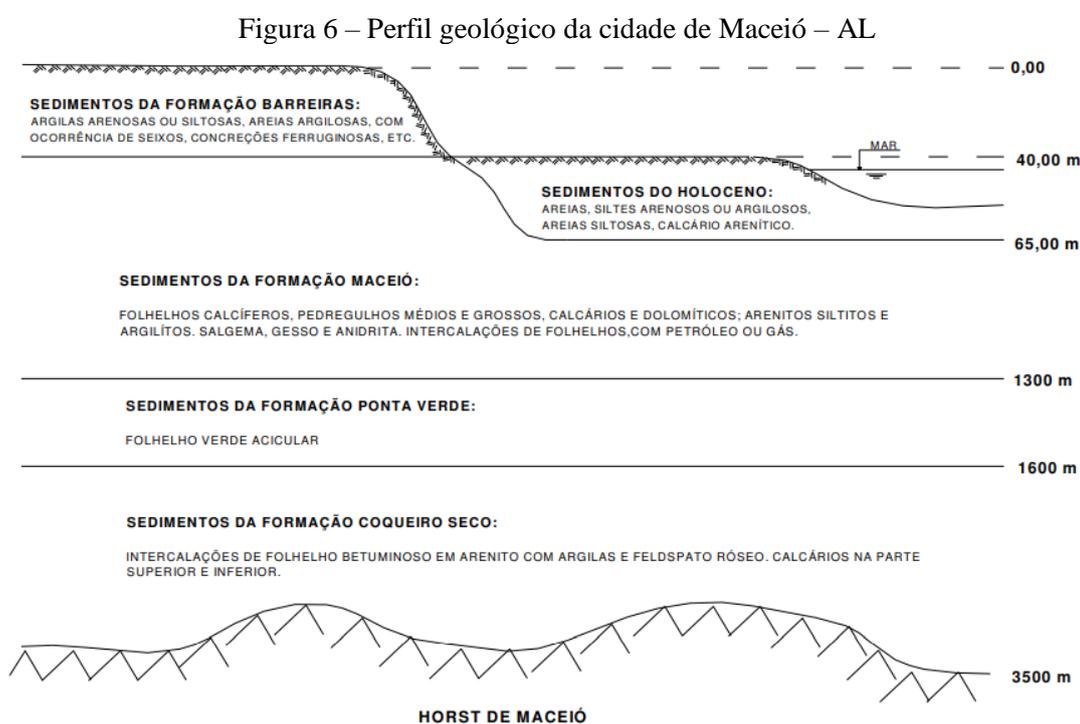
- a) Estaca de concreto moldada *in loco*;
- b) Estaca de reação (mega ou prensada);
- c) Estaca escavada com uso de fluido estabilizante;
- d) Estaca escavada mecanicamente;
- e) Estaca Franki;
- f) Estaca hélice contínua monitorada;
- g) Estaca hélice de deslocamento monitorada;
- h) Estaca hélice monitorada com trado segmentado;
- i) Estaca metálica ou de aço;
- j) Estaca mista;

- k) Estaca pré-moldada ou pré-fabricada de concreto;
- l) Estaca raiz;
- m) Estaca Strauss;
- n) Estaca trado vazado segmentado (Hollow Auger).

Neste estudo serão utilizadas apenas fundações profundas em estacas do tipo hélice contínua. Desta forma, serão apresentadas apenas as definições e o dimensionamento referente a esse tipo de estaca.

### 3.3 Fundações correntes na cidade de Maceió

A parte urbana da cidade de Maceió está situada entre a Lagoa Mundaú (a oeste) e o Oceano Atlântico (a leste), sobre planícies e tabuleiros (MARQUES, 2004). Na parte alta de Maceió estão localizados os tabuleiros, com altitude média de 40 m, formados por sedimentos da Formação Barreiras. O solo dessa região é constituído de areais, argilas e siltes misturados com concreções ferruginosas, seixos e pedregulhos de diversos tamanhos. Na parte baixa da cidade, a planície é constituída de sedimentos do período Holoceno, sendo constituída litologicamente por areais, siltes, calcário arenítico, algumas poucas ocorrências de calcário coralíneo, argila e areias siltosas ou de argilosas e silte argiloso (LIMA, 1990 apud MARQUES, 2004). A Figura 6 apresenta um perfil geológico sintetizado da cidade de Maceió.



Fonte: Marques (2004)

Devido à presença de uma camada de areia compacta a muito compacta na região praieira, aproximadamente a 3 metros de profundidade, a execução de alguns tipos de fundação era inviável (MARQUES; MARQUES, 2005). De forma a superar esse problema, atendendo aos critérios de capacidade de carga, sem causar danos à própria estrutura ou às estruturas vizinhas e de modo economicamente viável, foi desenvolvida, a partir do processo executivo da estaca Raiz, a estaca Rotativa-Injetada, que passou a ser a solução em fundação profunda mais utilizada até hoje na região praieira da cidade de Maceió. Concomitantemente à utilização das estacas Rotativas-Injetadas, iniciou-se a prática de fundações com bloco-sapata sobre as estacas para aumentar a capacidade de carga.

Outra solução bastante utilizada na parte baixa da cidade de Maceió é a estaca hélice contínua, que é uma estaca de concreto moldada in loco, executada por meio de um trado helicoidal contínuo no terreno com injeção de concreto pela própria haste do trado (ABNT, 2019). A colocação da armadura é realizada após a concretagem do fuste, que ocorre simultaneamente à retirada do trado. Nesse tipo de estaca, o processo executivo é todo monitorado, garantindo o maior controle na execução e garantia da integridade do fuste. Além disso, como a estaca é toda mecanizada, a velocidade de execução é muito maior. Na região da orla de Maceió, a primeira obra de fundação em estaca tipo hélice contínua ocorreu em 2014 em um empreendimento comercial de 21 andares localizado na Praia da Avenida. Neste projeto foram utilizadas estacas de Ø400mm e 21 metros de comprimento para cargas de compressão e estacas de Ø400mm e 8 metros para cargas de tração.

Antigamente, nos bairros da região praieira, era comum executar fundações superficiais em radier ou sapatas interligadas por cintas de alta rigidez para edifícios de, em média, 8 pavimentos (MARQUES; MARQUES, 2005). Com a popularização das estacas Rotativas-Injetadas e, conseqüentemente, barateamento do custo da execução de fundações profundas em estacas, essas soluções caíram em desuso. Em geral, atualmente adotam-se soluções em fundações rasas em locais mais distantes da orla, quando se tornam economicamente mais viáveis.

## 4 SAPATAS

As sapatas são definidas na NBR 6122 como elementos de fundação rasa, de concreto armado, dimensionados de modo que as tensões de tração resultantes sejam resistidas por armaduras dispostas especialmente para esse fim (ABNT, 2019). Para a NBR 6118, as sapatas são estruturas de volume utilizadas para transmitir as cargas de fundação ao terreno (ABNT, 2014).

### 4.1 Tipos de Sapatas

De acordo com Delalibera (2006), as sapatas podem ser classificadas em isoladas, corridas ou associadas.

#### 4.1.1 Sapata isolada

As sapatas isoladas são os tipos mais comuns utilizados em edificações e transferem a carga concretada de um único pilar para o solo. Nesse tipo de fundação, qualquer que seja a forma do elemento estrutural, os centros de gravidade (CG) do pilar e da fundação são coincidentes (BASTOS, 2019).

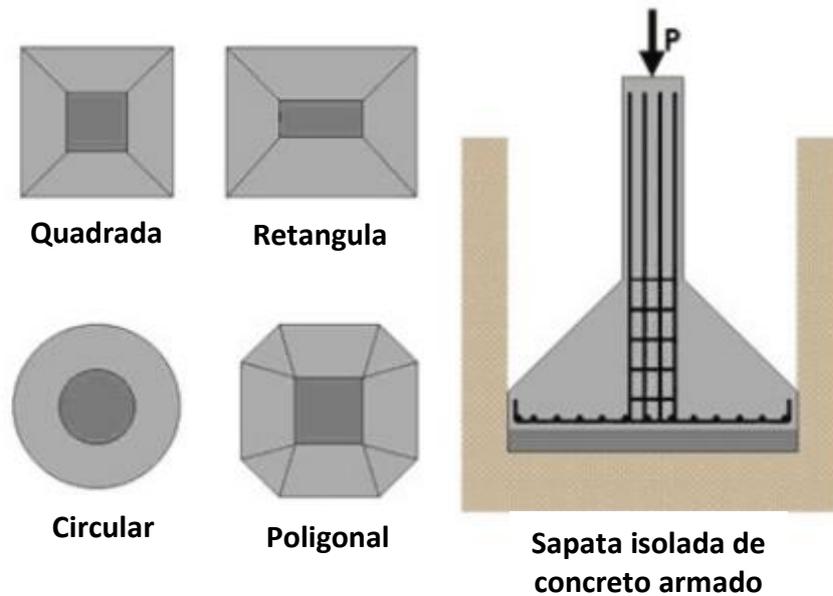
Com base nas suas dimensões, as sapatas isoladas podem ser classificadas quanto à forma (Tabela 1) e podem possuir os mais variados tipos (Figura 7), sendo as mais usuais as cônicas retangulares devido aos pilares retangulares e ao menor consumo de concreto (BASTOS, 2019; CAMPOS, 2015).

Tabela 1 – Classificação das sapatas isoladas quanto à forma

<b>Forma</b>	<b>Dimensões</b>
<b>Quadrada</b>	$L = B$
<b>Retangular</b>	$L > B$ e $L \leq 5B$
<b>Corrida</b>	$L \geq 5B$
<b>Circular</b>	$B = \emptyset$
<b>Trapezoidal</b>	-
<b>Outras formas</b>	-

Fonte: Adaptado de Campos (2015)

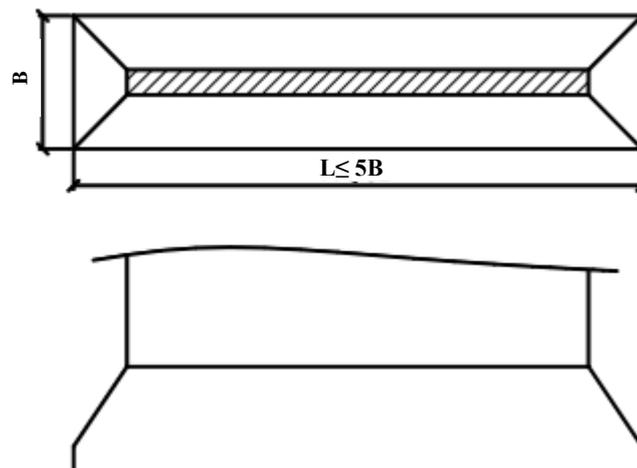
Figura 7 – Sapatas Isolada



Fonte: FazFácil (2017)<sup>1</sup>

De acordo com Bastos (2019), para serem consideradas sapatas retangulares isoladas, as sapatas devem obedecer ao limite de que a maior dimensão da base em planta não seja superior a cinco vezes a sua largura ( $L \leq 5B$ ). Quando esse critério não é atendido, a sapata é classificada como corrida (Figura 8).

Figura 8 – Limite para sapatas retangulares



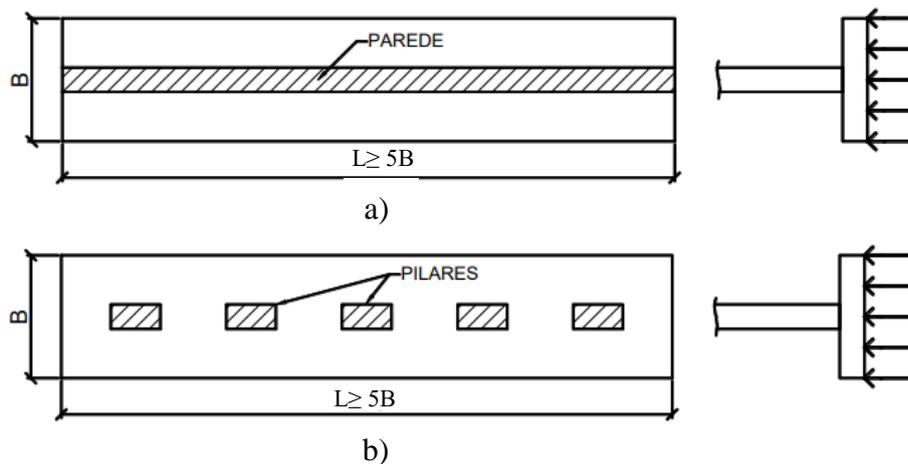
Fonte: Adaptado de Bastos (2019)

<sup>1</sup> Disponível em: <Sapatas na Construção da Casa ou Prédio (fazfacil.com.br)>. Acesso em: 10 jan. 2021.

#### 4.1.2 Sapata corrida

De acordo com a NBR 6122, as sapatas corridas são aquelas sujeitas à ação de cargas distribuídas linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento (Figura 9), desde que essas cargas representem menos de 70% das cargas da estrutura (ABNT, 2019). Além disso, como visto anteriormente, sua maior dimensão em planta deve ser maior que 5 vezes a sua menor dimensão.

Figura 9 – Sapatas corridas: a) para apoio de parede; b) para apoio de pilares alinhados.



Fonte: Adaptado de Bastos (2019)

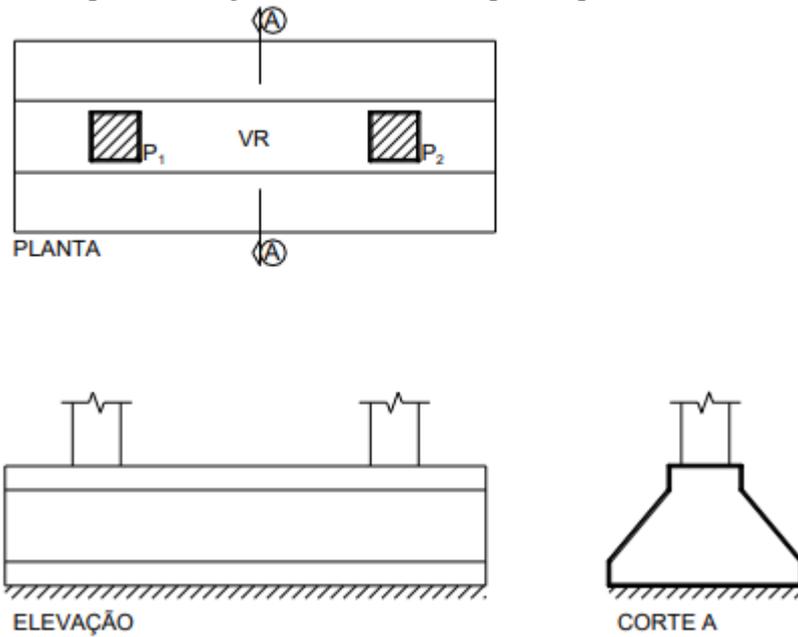
Esse tipo de sapata é facilmente encontrado em construções de pequeno porte, como casas, edificações de poucos pavimentos, muros de divisa, paredes de reservatórios e outras estruturas (BASTOS, 2019).

#### 4.1.3 Sapata associada

Quando dois pilares estão muito próximos, de modo que se fossem consideradas sapatas isoladas as fundações ficariam muito próximas ou sobrepostas, ou ainda no caso de pilares de divisa, são utilizadas as sapatas associadas (Figura 10).

Segundo a NBR 6122, as sapatas associadas podem ser definidas como elementos de fundações superficiais comuns a dois pilares ou a mais de dois pilares quando estes não estão alinhados e representam menos de 70% das cargas da estrutura (ABNT, 2019).

Figura 10 - Sapata associada com viga de rigidez

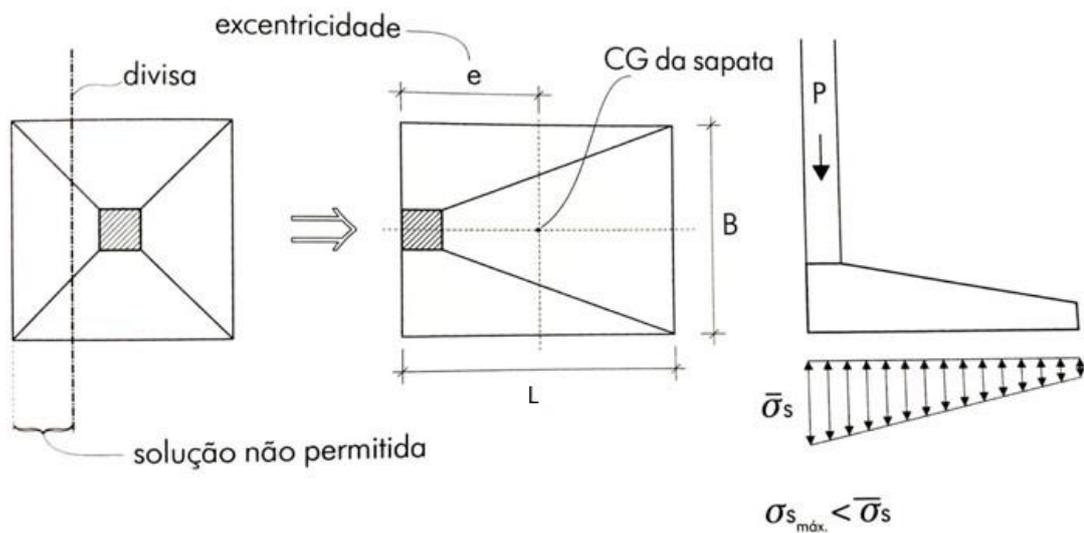


Fonte: Bastos (2019)

#### 4.1.4 Sapata em divisa

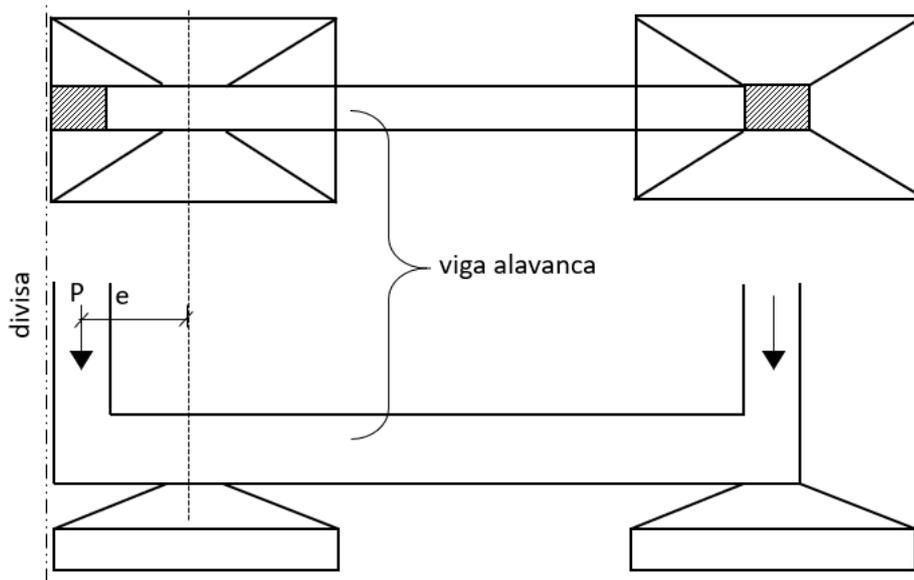
Quando o pilar está localizado nos limites do terreno, não se pode ultrapassar a divisa com a fundação (REBELLO, 2008). Nestas situações, duas soluções são possíveis: a sapata excêntrica (Figura 11) ou a viga alavanca (Figura 12).

Figura 11 - Sapata excêntrica



Fonte: Adaptado de Rebello (2008)

Figura 12 - Sapata com viga alavanca



Fonte: Rebello (2008)

A sapata é denominada excêntrica quando os centros de carga da fundação e do pilar não coincidem, provocando, dessa maneira, uma distribuição de tensões não uniformes no solo e momento fletor no pilar, sendo necessário mudanças no dimensionamento da sapata.

Quando a dimensão L é muito grande (Figura 11), a sapata perde rigidez e pode se tornar ineficiente e são utilizadas vigas alavanca (REBELLO, 2008). Nas sapatas com viga alavanca, a carga excêntrica do pilar é transmitida a outra sapata não mais excêntrica pela viga.

## 4.2 Dimensionamento Geotécnico

Para o projeto em fundações rasas e considerando fator de segurança global, a grandeza fundamental de projeto é a tensão admissível ( $\sigma_a$ ). Segundo a NBR 6122, a tensão admissível é a máxima tensão que, aplicada ao terreno pela base das fundações, atende aos estados de limite últimos (ELU) e de serviço (ELS), simultaneamente (ABNT, 2019).

Conforme disposto na NBR 6122, a determinação da tensão admissível ou da tensão resistente de cálculo pode ser realizada através de 3 processos:

- Prova de carga sobre placa – de acordo com a NBR 6489:2019;
- Métodos teóricos – através de métodos analíticos, sendo os mais utilizados: Terzaghi (1943), Meyerhof (1953) e Vésic (1975);
- Métodos semiempíricos – através da correlação entre os resultados de ensaios (SPT, CPT, etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo.

#### 4.2.1 Capacidade de carga

Dos métodos teóricos, a teoria de Terzaghi (1943), é a mais difundida para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais e foi desenvolvida a partir de três hipóteses básicas:

- 1) trata-se de uma sapata corrida, ou seja, onde o comprimento  $L$  é bem maior que a sua largura  $B$  ( $L \geq 5B$ );
- 2) a profundidade de assentamento da sapata é inferior à sua largura ( $h \leq B$ ), o que permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da cota de apoio e, dessa forma, substituir essa camada de espessura  $h$  e peso específico  $\gamma$  por uma sobrecarga  $q$  (igual a  $\gamma h$ );
- 3) o maciço de solo sob a base da sapata é rígido, pouco deformável, conseqüentemente, caracterizando o caso de ruptura geral.

Fazendo a superposição de efeitos para os casos particulares analisados por Terzaghi (solo sem peso e sapata à superfície; solo não coesivo e sem peso; solo não coesivo e sapata à superfície) e introduzindo fatores de forma para o caso de sapatas, a capacidade de carga do sistema sapata-solo proposta por Terzaghi (1943) pode ser calculada através da Equação 1:

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (1)$$

Onde:

$\sigma_r$  é a capacidade de carga ou tensão de ruptura do solo;

$S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  são fatores de forma da sapata;

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de capacidade de carga;

$c$  é a coesão efetiva do solo;

$q$  é a sobrecarga de embutimento da sapata;

$\gamma$  é o peso específico do solo;

$B$  é a largura da sapata.

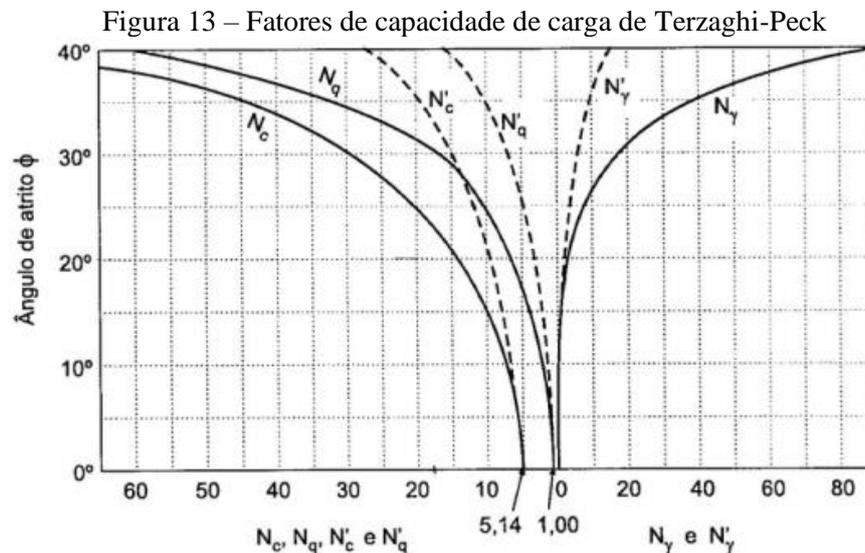
Os fatores de forma  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  podem ser obtidos em função das dimensões da sapata e do ângulo de atrito do solo, a depender do autor. Neste trabalho, para dimensionamento das fundações superficiais, serão utilizados os fatores de forma propostos pela norma alemã (Tabela 2).

Tabela 2 – Fatores de forma propostos pela norma alemã

Forma da fundação	Coeficiente de forma	
	$S_c, S_q$	$S_\gamma$
Corrida	1,0	1,0
Retangular ( $B < L$ )	$1 + \frac{0,3B}{L}$	$1 - \frac{0,4B}{L}$
Quadrada e Circular	1,3	0,6

Fonte: Adaptado de Caputo (1988)

Os fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são adimensionais e podem ser obtidos através do ábaco da Figura 13 ou pela Tabela 3 em função do ângulo de atrito do solo. De acordo com Neto e Vargas (1998), para solos de ruptura generalizada, como areias médias a compactas e argilas médias a rijas, devem ser empregados os gráficos representados pelas linhas contínuas, enquanto que para solos de ruptura local, como no caso de areias fofas e argilas moles, devem ser empregados os gráficos com as linhas pontilhadas.



Fonte: Terzaghi e Peck apud Cintra, Aoki, Albiero (2011)

Tabela 3 - Fatores de carga propostos pela norma alemã

$\varphi(^{\circ})$	0	5	10	15	20	22,5	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5
$N_c$	5,1	6,5	8,3	11	14,8	17,5	24,9	30,1	37,0	46,1	58,4	75,3	99,2
$N_q$	1,0	1,6	2,5	3,9	6,4	8,2	13,9	18,4	24,6	33,3	45,8	64,2	91,9
$N_\gamma$	0,0	0,3	0,7	1,6	3,5	5,0	10,4	15,2	22,5	33,9	54,5	81,8	131,7

Fonte: Caputo (1988)

#### 4.2.2 Tensão admissível

Uma vez calculada a capacidade de carga para uma determinada fundação rasa, a tensão admissível do solo, considerando o fator de segurança global (FS), é dada pela Equação 2:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{FS} \quad (2)$$

No caso de fundações superficiais em casos em que não é realizada prova de carga, a norma NBR 6122 determina que o valor mínimo a ser adotado é de 3,0 para o fator de segurança global.

Nos métodos semiempíricos, destacam-se as Equações 3, 4 e 5, desenvolvidas respectivamente por Skempton (1951) para argilas, Teixeira (1996) para areias e Mello (1975) para qualquer tipo de solo.

$$\sigma_a = 20 \cdot N_{SPT}, \text{ para } 5 \leq N_{SPT} \leq 20 \quad (3)$$

$$\sigma_a = 50 + (10 + 4 \cdot B) \cdot N_{SPT} \quad (4)$$

$$\sigma_a = 100 \cdot (\sqrt{N_{SPT}} - 1), \text{ para } 4 \leq N_{SPT} \leq 16 \quad (5)$$

Meyerhof (1956 apud Moraes, 1976) apresenta outras fórmulas semiempíricas bastante utilizadas na prática (Equações 6, 7 e 8), que por levarem em conta o tipo de solo, apresentam valores mais próximos à realidade. Essas equações foram desenvolvidas considerando o recalque diferencial máximo admissível para cada tipo de solo.

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{4}, \text{ para areia} \quad (6)$$

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{5}, \text{ para solos intermediários} \quad (7)$$

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{6}, \text{ para argila} \quad (8)$$

### 4.3 Dimensionamento Geométrico

Segundo Teixeira e Godoy (1998), o dimensionamento de fundações rasas se dá através da tensão admissível do solo previamente calculada e, conseqüentemente, da determinação da área da base do elemento de fundação necessária para distribuir essa tensão ao solo, de modo a

atender aos requisitos de segurança necessários. Para sapatas isoladas e desconsiderando o peso próprio da fundação, a área da base pode ser determinada pela Equação 9.

$$A = \frac{P}{\sigma_a} = B \cdot L \quad (9)$$

Onde:

A é a área necessária da sapata;

P é a carga de projeto;

$\sigma_a$  é a tensão admissível do solo;

B e L são as dimensões em planta da sapata.

A área necessária calculada deve ser tal que, em planta, a sapata possua dimensões mínimas de 60 cm (ABNT, 2019). Além disso, a norma determina que seja executado um lastro de concreto não estrutural com no mínimo 5 cm de espessura em todas as partes da fundação rasa em contato com o solo.

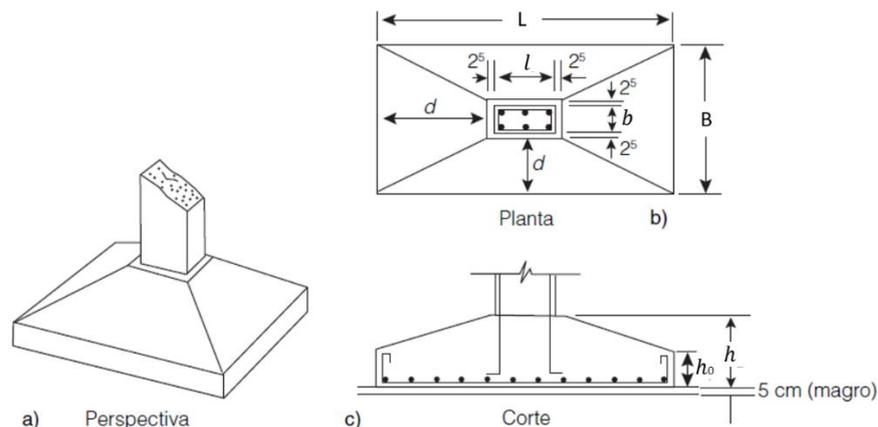
Segundo Alonso (2010), sempre que possível os valores de B e L devem ser determinados de modo que os balaços da sapata (valor d da Figura 14) sejam iguais nas duas direções. Ou seja, se a sapata for retangular e quando não houver limitações de espaço, as seguintes condições devem ser atendidas:

$$L - B = l - b \quad (10)$$

$$L - l = 2d \quad (11)$$

$$B - b = 2d \quad (12)$$

Figura 14 - Geometria da sapata isolada



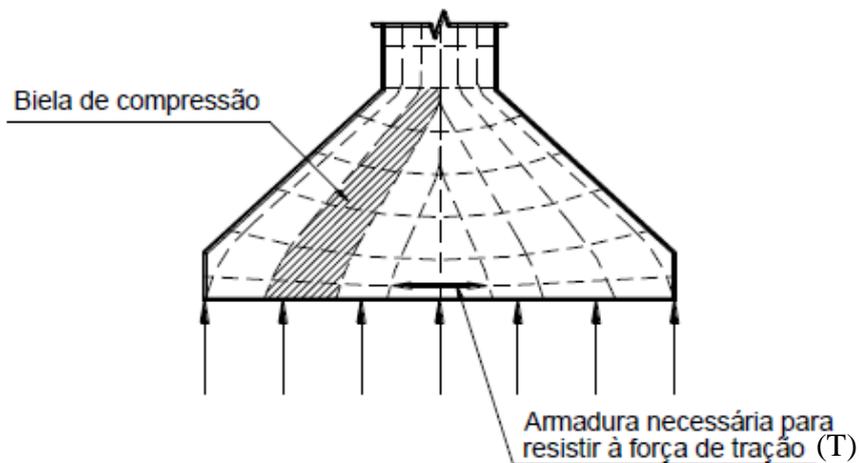
Fonte: Adaptado de Alonso (2010)

#### 4.4 Dimensionamento Estrutural

O dimensionamento estrutural dos elementos de fundações de concreto deve ser realizado com base na NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Para o cálculo e dimensionamento, a norma de concreto determina que devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais. Neste estudo será utilizado o Método das Bielas proposto por Lebellet em 1936.

No Método das Bielas, a carga é transferida para a base da sapata através de bielas de concreto comprimido, que induzem tensões de tração (T) na base da sapata (Figura 15) e devem ser resistidas por armaduras (BASTOS, 2019). Segundo Bastos (2019) apud Gerrin (1980), os ensaios realizados para validar o método mostraram que não ocorre ruptura por compressão das bielas de concreto e, portanto, sua verificação pode ser dispensada.

Figura 15 - Caminhamento da carga do pilar em direção à base da sapata



Fonte: Adaptado de Bastos (2019)

##### 4.4.1 Classificação quanto à rigidez

De acordo com a NBR 6118, as sapatas podem ser classificadas quanto à rigidez em rígidas ou flexíveis. Para fins deste estudo, será tomado como ponto de partida o princípio de que as sapatas são rígidas, ou seja, as condições das Equações 13 e 14 são atendidas.

$$h \geq \frac{(B-b)}{3} \quad (13)$$

$$h \geq \frac{(L-l)}{3} \quad (14)$$

Onde:

$h$  é a altura da sapata;

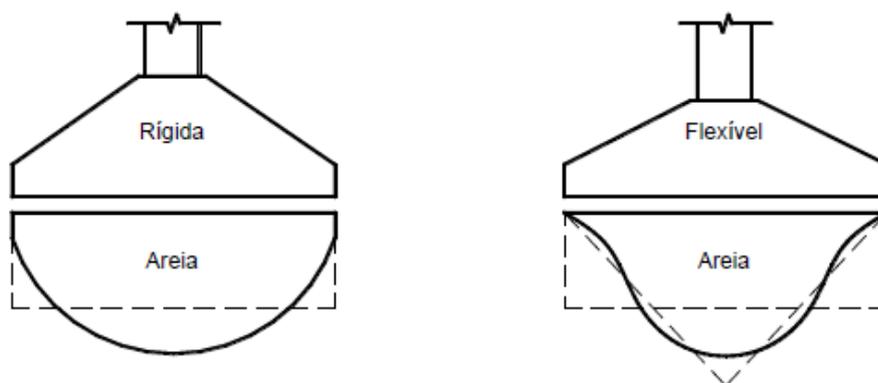
$b$  e  $l$  são as dimensões do pilar na mesma direção de  $B$  e  $L$ , respectivamente.

Nas sapatas rígidas, o comportamento estrutural é caracterizado pelo trabalho à flexão e ao cisalhamento nas duas direções distribuídas uniformemente ao longo da largura da sapata, podendo apresentar ruptura por compressão diagonal. Esse tipo de sapata geralmente são os mais utilizados nos projetos por serem menos deformáveis, menos sujeitas à ruptura por punção e mais seguras (BASTOS, 2019).

#### 4.4.2 Distribuição de tensões no solo

Segundo Bastos (2019), a tensão ou pressão de apoio exercida pela área da base de uma sapata exerce no solo é o fator mais importante relativo à interface base-solo. Devido à complexidade de considerar a pressão como não uniforme e quando não há informações detalhadas, as normas NBR 6118 (2014) e NBR 6122 (2019) assumem plana a distribuição de tensões normais no contato sapata-terreno. Essa suposição é a favor da segurança pois, em geral, resulta em esforços solicitantes maiores (Figura 16).

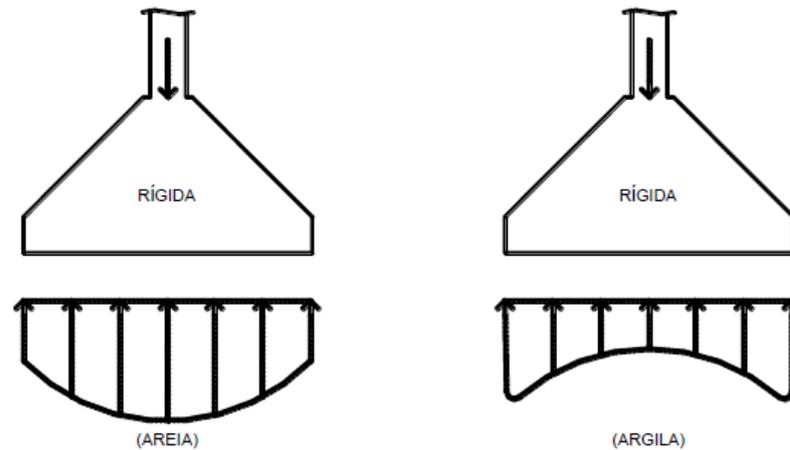
Figura 16 - Distribuição de tensões no solo para cargas centradas



Fonte: Bastos (2019)

A distribuição de pressões no solo também varia de acordo com o solo da camada de assentamento (Figura 17). No caso de sapatas apoiadas sobre solos granulares, a pressão é menor nas bordas e cresce em direção ao centro. No caso de solos coesivos o processo é inverso, ou seja, a pressão é maior nas bordas e decresce em direção ao centro.

Figura 17 - Distribuição de pressão em sapata rígida sob carga centrada em solos granulares e coesivos



Fonte: Bastos (2019)

#### 4.4.3 Determinação da altura das sapatas

São três as condicionantes que determinam a altura de uma sapata: rigidez, comprimentos de ancoragem necessário às barras longitudinais do pilar e verificação do cisalhamento por força cortante (ALVA, 2007).

Quanto à rigidez, para sapatas rígidas, a altura da sapata deve satisfazer às Equações 13 e 14 já mencionadas no tópico 4.4.1.

Em relação ao comprimento de ancoragem, a altura da sapata deve ser suficiente para que as forças nas armaduras do pilar sejam transferidas ao concreto da fundação incluindo um cobrimento mínimo para proteger as armaduras (Equação 15).

$$h > l_b + c \quad (15)$$

Onde:

$l_b$  é o comprimento de ancoragem das barras do pilar, determinado pelo item 9.4.2.4 da NBR 6118 (2014);

$c$  é o cobrimento necessário.

Para impedir o risco de puncionamento, no livro *Tratado de Concreto Armado*, de Guerrin, é mostrada a fórmula de Caquot, também utilizada para determinar a altura de uma sapata, conforme a Equação 16.

$$h = 1,44 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} + 5 \text{ cm} \quad (16)$$

Onde:

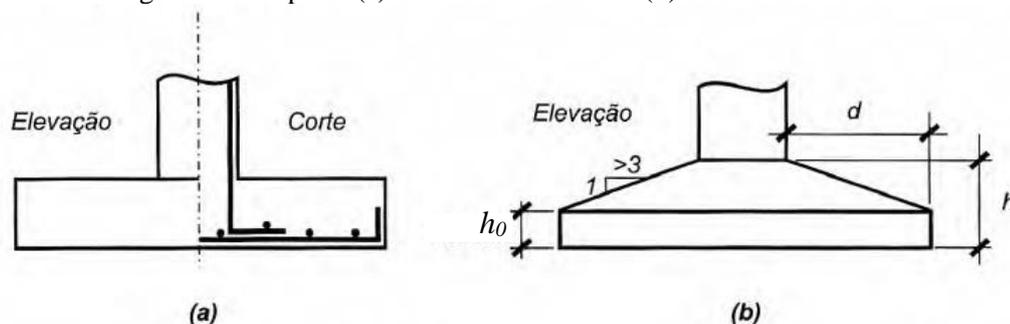
$$\sigma_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{1,96} \quad (17)$$

Em resumo, a altura de uma sapata é determinada pelo maior dos três valores encontrados pelas Equações 13, 14 e 16, ou ainda pelo arredondamento para cima do maior dos três valores encontrados, sendo este valor adotado na prática como maior do que 40 cm.

Quanto à verificação ao cisalhamento, em geral, costuma-se evitar a colocação de armadura transversal para força cortante em sapatas. No entanto, em alguns casos, a altura adotada pelas condicionantes anteriores não é suficiente para dispensar essa armadura. Dessa forma, segundo Alva (2007), convém iniciar o dimensionamento estrutural pela verificação da dispensa da armadura transversal para força cortante antes do cálculo das armaduras longitudinais calculada a partir do momento fletor.

A altura de uma sapata pode ser ainda constante ou variável, conforme a Figura 18, porém, a adoção de altura variável costuma proporcionar economia considerável de concreto (VELLOSO; LOPES, 2010). Para a altura  $h_0$ , para evitar possíveis rupturas nas bordas da sapata, recomenda-se adotar para esta altura um terço da altura  $h$  da sapata, limitando-a ao mínimo de 15 cm.

Figura 18 – Sapatas (a) de altura constante e (b) de altura variável



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

#### 4.4.4 Dimensionamento das armaduras longitudinais

Pelo Método das Bielas, calcula-se as tensões de tração nas duas direções ( $T_x$  e  $T_y$ ) induzidas pela transferência da carga aplicada no pilar para a base da sapata pelas bielas (Equações 18 e 19).

$$T_x = P \cdot \frac{(L-l)}{8d} \quad (18)$$

$$T_y = P \cdot \frac{(B-b)}{8d} \quad (19)$$

Com as tensões calculadas, determina-se a área de aço necessária para resistir a essas tensões nas duas direções ( $A_{s_x}$  e  $A_{s_y}$ ), conforme as Equações 20 e 21.

$$A_{s_x} = \frac{1,4 \cdot T_x}{F_{yd}} \quad (20)$$

$$A_{s_y} = \frac{1,4 \cdot T_y}{F_{yd}} \quad (21)$$

Onde:

$F_{yd}$  é a resistência de cálculo do aço;

$A_{s_x}$  é a armadura longitudinal paralela ao lado L da sapata;

$A_{s_y}$  é a armadura longitudinal paralela ao lado B da sapata.

Para sapatas não existe uma armadura mínima de flexão determinada por norma. Alguns autores consideram a taxa especificada para determinar a área mínima de aço para vigas de concreto armado NBR 6118, que em geral resulta em valores maiores que os calculados no caso das sapatas rígidas. Desta forma, a armadura mínima neste projeto foi considerada em função do espaçamento, de modo a não ultrapassar os limites de espaçamento ótimo entre as armaduras.

A armadura longitudinal deve ser distribuída uniformemente ao longo das duas dimensões da sapata, estendendo-se de face a face da sapata (com o cobrimento mínimo de 5 cm) e ganchos nas extremidades.

#### 4.4.5 Dispensa de armaduras transversais para força cortante

Raramente utiliza-se armaduras transversais para resistir à força cortante em sapatas. Em geral, as sapatas são dimensionadas de modo que os esforços cortantes sejam resistidos apenas pelo concreto (ALVA, 2007).

Para que seja dispensada a armadura transversal, a NBR 6118 define que a força cortante solicitante de cálculo ( $V_{sd}$ ) deve ser inferior a uma força cortante resistente ( $V_{Rd1}$ ), conforme a Equação 22. Essa verificação é realizada em uma seção de referência  $S_2$  distante  $L_2$  da borda da sapata, como pode ser observado na Figura 19.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (22)$$

A força resistente de cálculo ( $V_{Rd1}$ ) é dada pela Equação 23.

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho) \cdot b_{s2} \cdot d_{s2} \quad (23)$$

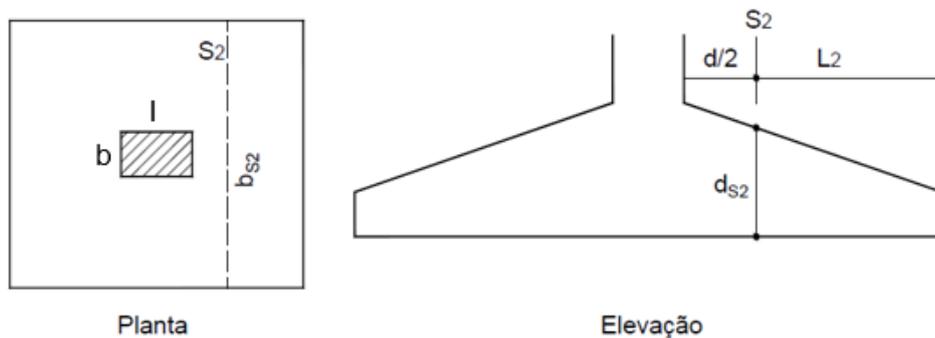
Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,0375 \cdot fck^{2/3} \text{ com } fck \text{ em MPa;}$$

$$k = |1,6 - d| \geq 1,0;$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0,02;$$

Figura 19 - Seção para verificação da força cortante



Fonte: Alva (2007)

Em que:

$d$  é a altura útil média da sapata;

$d_{s2}$  é a altura útil média da sapata na seção  $S_2$  na direção analisada;

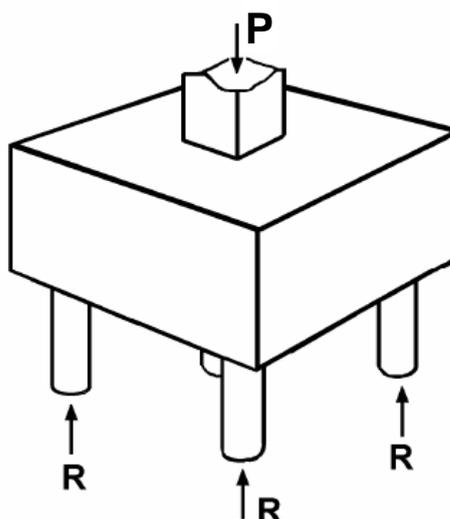
$b_{s2}$  é a largura da seção  $S_2$  na direção analisada;

$L_2$  é o vão do balanço onde atuam as cargas distribuídas associada às pressões do solo sobre a sapata.

## 5 BLOCO DE COROAMENTO

Segundo a NBR 6118:2019, blocos de coroamento são elementos estruturais que transferem a carga dos pilares para os elementos de fundação profunda (Figura 20) e podem ser assentados sobre  $n$  estacas, a depender da capacidade de carga das fundações profundas e dos parâmetros geotécnicos do terreno.

Figura 20 – Bloco de coroamento



Fonte: Adaptado de Delalibera (2006)

Assim como as sapatas, os blocos podem ser classificados como rígidos ou flexíveis em função da sua geometria. Neste trabalho, serão considerados apenas blocos rígidos e, portanto, serão apresentadas apenas as definições referentes à essa classificação.

Para a NBR 6118, os blocos são considerados rígidos por critério análogo ao utilizado nas sapatas, ou seja, quando atendem às Equações 13 e 14.

O comportamento estrutural dos blocos rígidos é caracterizado pelo trabalho à flexão e ao cisalhamento nas duas direções com cargas de tração essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas e sem apresentar ruínas por tração diagonal, apenas por compressão das bielas (ABNT, 2014). Neste tipo de elemento, as forças transmitidas do pilar para as fundações profundas são essencialmente por meio de bielas de compressão.

Para o dimensionamento, são utilizados os modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais (ABNT, 2014), sendo este último o mais utilizado para blocos rígidos.

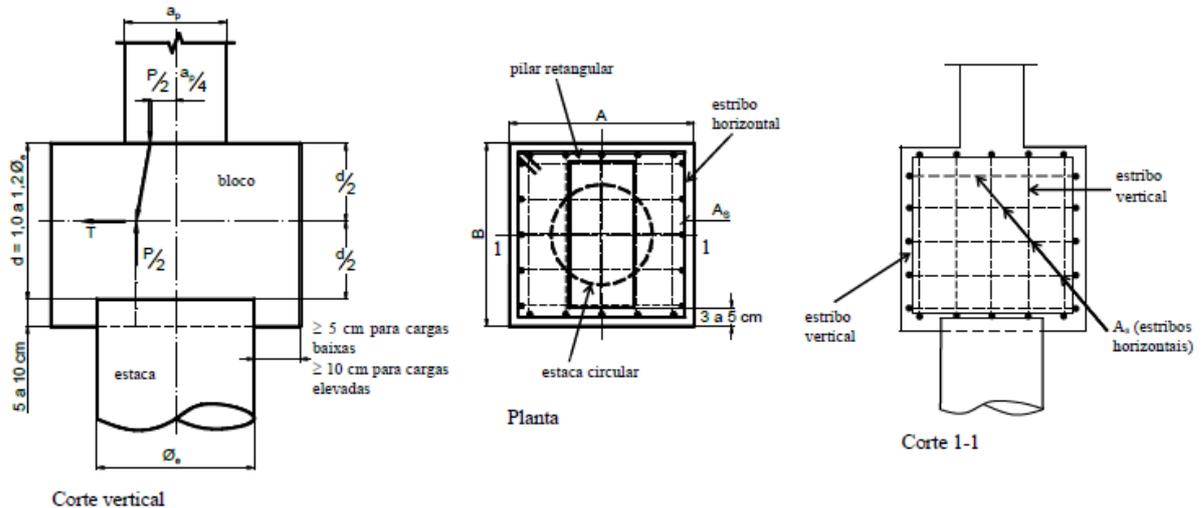
## 5.1 Dimensionamento Estrutural

Neste trabalho serão utilizados apenas os blocos sobre uma, duas, três e cinco estacas e, portanto, serão apresentadas apenas as equações referentes ao dimensionamento desses tipos de fundações.

### 5.1.1 Bloco sobre uma estaca

Os blocos sobre uma estaca são elementos de transferência de carga do pilar de seção qualquer para a estaca, de modo a uniformizar a carga sobre a fundação (BASTOS, 2020). Nos blocos de uma estaca, a armadura principal consiste em estribos horizontais para combater o fendilhamento e estribos verticais construtivos nas duas direções formando um tipo de “gaiola”, conforme pode ser visto na Figura 21.

Figura 21 - Detalhe das armaduras do bloco sobre uma estaca



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

De modo simplificado, pelo Método das Bielas, a força de tração  $T$  pode ser calculada pela Equação 24 a partir da carga  $P$  aplicada ao pilar.

$$T = 0,25 \cdot P \quad (24)$$

A armadura horizontal necessária para resistir a força de tração  $T$  é dada pela Equação 25.

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \quad (25)$$

Para Bastos (2020), em edifícios de múltiplos pavimentos as dimensões do bloco ( $A = B$  e  $h$ ) podem ser determinadas em função do diâmetro da estaca ( $\varnothing_e$ ) e do cobrimento ( $c$ ) adotado, conforme as Equações 26 e 27.

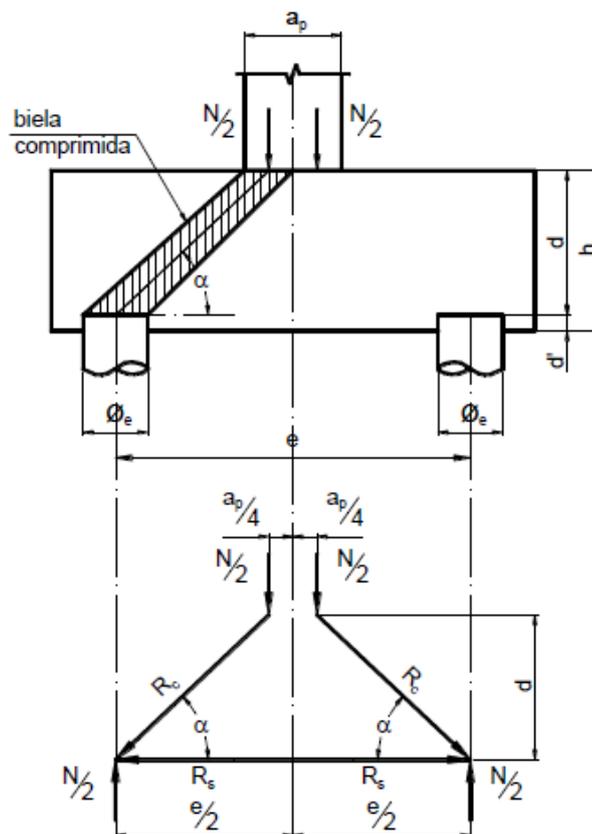
$$A = B = \varnothing_e + 2 \cdot c \quad (26)$$

$$h = 1,2 \cdot \varnothing_e + 5 \text{ cm} \quad (27)$$

### 5.1.2 Bloco sobre duas estacas

Nos blocos sobre duas estacas, a força de tração na base do bloco e de compressão nas bielas de concreto são determinadas pelo polígono de forças gerado pela distribuição dos esforços atuantes proposto por Blévo (1967 apud BASTOS, 2020), conforme a Figura 22.

Figura 22- Polígono de forças em blocos sobre duas estacas



Fonte: Bastos (2020)

Para Machado (1985), as bielas não apresentam risco de punção desde que o ângulo  $\alpha$  (Figura 22) esteja entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ , o que resulta em um  $d_{\min}$  e  $d_{\max}$  correspondente às Equações 28 e 29, respectivamente. O ângulo  $\alpha$  pode ser calculado pela Equação 30.

$$d_{\min} = 0,5 \cdot \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (28)$$

$$d_{\max} = 0,71 \cdot \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (29)$$

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{\frac{d}{2}}{\frac{e - a_p}{4}} \quad (30)$$

Onde:

$e$  é a distância entre os eixos das estacas;

$a_p$  é a dimensão do pilar na direção do maior lado do bloco (B);

$d$  é a altura útil do bloco.

Considerando um cobrimento  $c$ , que em geral é adotado como 15 cm, a altura ( $h$ ) e as dimensões (A e B) do bloco podem ser determinadas pelas Equações 31, 32 e 33.

$$A = \phi_e + 2 \cdot c = \phi_e + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (31)$$

$$B = \phi_e + e + 2 \cdot c = \phi_e + e + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (32)$$

$$h = d + d', \text{ com } d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{\phi_e}{5} \end{cases} \quad (33)$$

A seção das bielas de concreto não é uniforme ao longo de da altura do bloco e, para evitar o esmagamento do concreto, devem ser verificadas as tensões atuantes junto ao pilar (Equação 34) e junto às estacas (Equação 35), que devem ser menores que as tensões resistentes definidas por Bléivot (1967 apud BASTOS, 2020) através da Equação 36.

$$\sigma_{pilar} = \frac{P}{A_p \cdot \sin^2 \alpha} \quad (34)$$

$$\sigma_{estaca} = \frac{P}{2 \cdot A_e \cdot \sin^2 \alpha} \quad (35)$$

$$\sigma_{limite} = 1,4 \cdot K_R \cdot f_{cd} \quad (36)$$

Onde:

$A_p$  é a área da seção transversal do pilar;

$A_e$  é a área da seção transversal da estaca;

$K_R$  é um coeficiente entre 0,9 e 0,95 que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (Efeito Rüsçh);

Além da armadura principal ( $A_s$ ) que deve ser disposta sobre o topo das estacas e é calculada pela Equação 37, segundo a NBR 6118 o bloco de duas ou mais estacas deve ser armado com armaduras laterais (ou de pele) e superior, calculadas pelas Equações 38 e 39, respectivamente. Os estribos verticais ( $A_{sw}$ ) também podem ser determinados pela Equação 39.

$$A_s = \frac{1,15 \cdot P}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot (2 \cdot e - a_p) \quad (37)$$

$$A_{s,pele} = A_{sw} = 0,075 \cdot B \quad (38)$$

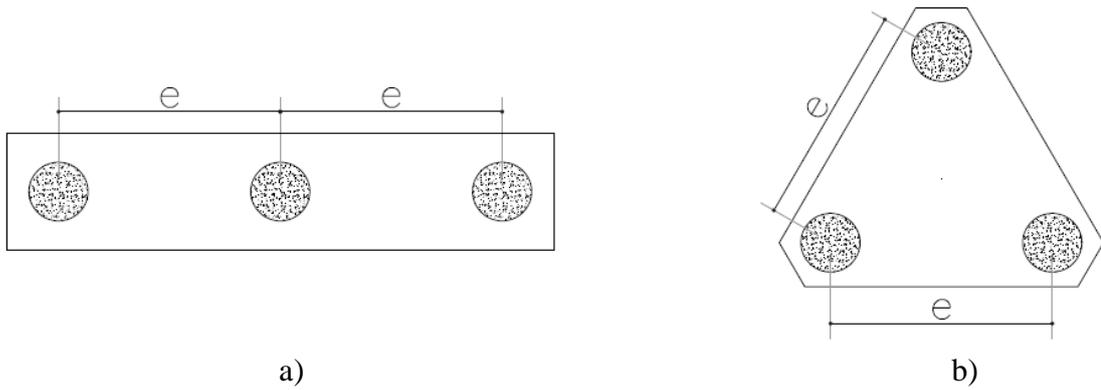
$$A_{s,sup} = 0,2 \cdot A_s \quad (39)$$

Em geral, a armadura superior pode ser adotada com uma parcela da armadura principal, como visto na Equação 39. Na prática, adota-se a armadura superior com o mesmo número de barras da armadura principal, porém com bitola menor.

### 5.1.3 Bloco sobre três estacas

Os blocos sobre três estacas podem apresentar duas configurações: em linha ou triangular, conforme a Figura 23. O dimensionamento do bloco em linha segue o mesmo raciocínio utilizado no bloco de duas estacas, sendo necessário o ajuste apenas em relação às considerações de quantidade de estacas. As armaduras necessárias também são iguais e devem ser calculadas pelas Equações 37, 38 e 39.

Figura 23 – Tipos de bloco de três estacas: a) em linha; b) triangular.



Fonte: Autora (2021)

Como no bloco sobre duas estacas, para não apresentar risco de puncionamento, as bielas de concreto devem ter inclinação  $\alpha$  entre  $40^\circ$  e  $55^\circ$ , que resultam em valores de  $d_{\min}$  e  $d_{\max}$  que podem ser calculados pelas equações 40 e 41, respectivamente. O ângulo  $\alpha$  pode ser determinado pela Equação 42.

$$d_{\min} = 0,58 \cdot \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (40)$$

$$d_{\max} = 0,852 \cdot \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (41)$$

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{d}{e \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p} \quad (42)$$

A altura do bloco é dada pela Equação 43.

$$h = d + d', \text{ com } d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{\phi_e}{5} \end{cases} \quad (43)$$

De modo análogo ao bloco sobre duas estacas, a verificação das bielas também deve ocorrer nas seções junto à base do pilar e ao topo das estacas, conforme as Equações 44 e 45. A tensão limite é dada pela Equação 46.

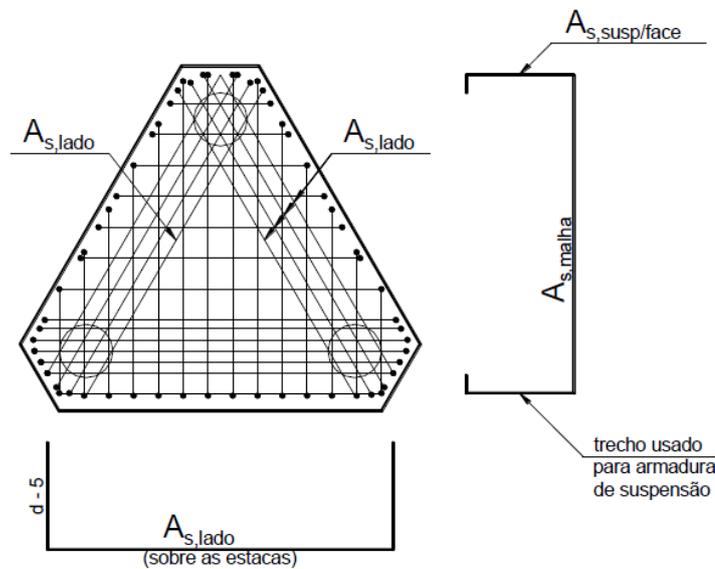
$$\sigma_{pilar} = \frac{P}{A_p \cdot \sin^2 \alpha} \quad (44)$$

$$\sigma_{estaca} = \frac{P}{3 \cdot A_e \cdot \sin^2 \alpha} \quad (45)$$

$$\sigma_{limite} = 1,75 \cdot K_R \cdot f_{cd} \quad (46)$$

Seguindo as recomendações da NBR 118 e sendo este o arranjo mais utilizado no Brasil segundo Bastos (2020) por apresentar menor fissuração e maior economia, a armadura principal é colocada sobre as estacas de forma paralela aos lados do bloco, além de ser utilizada uma malha ortogonal dupla, conforme mostrado na Figura 24.

Figura 24 – Armadura do bloco triangular



Fonte: Bastos (2020)

A armadura principal paralela aos lados é calculada pela Equação 47.

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3} \cdot P}{27 \cdot d \cdot f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9 \cdot a_p) \quad (47)$$

A malha dupla (inferior e superior) é prescrita pela NBR 6118 para controlar a fissuração e é distribuída uniformemente em todas as direções e pode ser calculada pela Equação 48.

$$A_{s,malha} = \frac{1}{5} A_{s,lado} \quad (48)$$

Além das armaduras citadas, em cada face lateral do bloco deve ser colocada a armadura horizontal ou de pele para minimizar as fissurações. Essa armadura é calculada em função da armadura total, através da Equação 49.

$$A_{s,pele} = \frac{1}{8} A_s \quad (49)$$

#### 5.1.4 Bloco sobre cinco estacas

Para o bloco sobre cinco estacas quadrado, ou seja, com uma estaca no centro, a altura útil é determinada com base nas Equações 50 e 51, com ângulo  $\alpha$  entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ .

$$d_{\min} = 0,71 \cdot \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (50)$$

$$d_{\max} = e - \frac{a_p}{2} \quad (51)$$

De forma análoga ao que foi feito nos blocos sobre uma, duas e três estacas, deve ser verificada a tensão na biela de concreto junto ao pilar e à estaca conforme as Equações 52 e 53, sendo a tensão limite para este caso determinada pela Equação 54 no caso da verificação junto ao pilar e pela Equação 55 no caso da verificação junto à estaca.

$$\sigma_{pilar} = \frac{P}{A_p \cdot \text{sen}^2 \alpha} \quad (52)$$

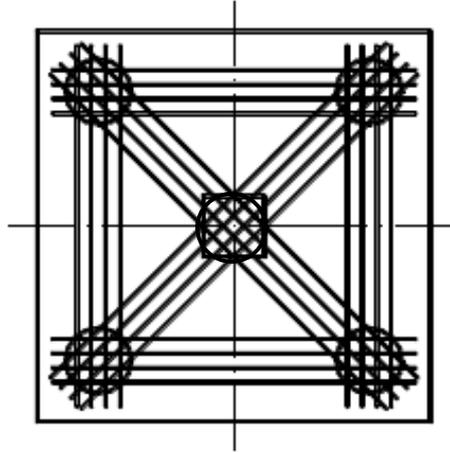
$$\sigma_{estaca} = \frac{P}{5 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2 \alpha} \quad (53)$$

$$\sigma_{limite,pilar} = 2,6 \cdot K_R \cdot f_{cd} \quad (54)$$

$$\sigma_{limite,estaca} = 2,1 \cdot K_R \cdot f_{cd} \quad (55)$$

Como no caso do bloco de três estacas, no bloco de cinco estacas também são utilizadas a armadura principal paralela aos lados e em malha e sobre as estacas nas diagonais, conforme a Figura 25.

Figura 25 – Armadura principal paralela aos lados e nas diagonais do bloco sobre cinco estacas



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

A armadura principal é calculada pela Equação 56.

$$A_{s,lado} = \frac{P}{20 \cdot d \cdot f_{yd}} (2 \cdot e - a_p) \quad (56)$$

Em cada direção, a armadura da malha é calculada pela Equação 57.

$$A_{s,malha} = 0,25 \cdot A_{s,lado} \quad (57)$$

Além disso, o bloco ainda deve possuir a armadura horizontal ou de pele, calculada anteriormente pela Equação 49.

## 6 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

Segundo a definição da NBR 6122, a estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada através da introdução de um trado helicoidal contínuo no terreno com injeção de concreto bombeado por um tubo central na própria haste simultaneamente à sua retirada por rotação, sendo a armação introduzida posteriormente a concretagem da estaca (ABNT, 2019).

Geralmente, a estaca tipo hélice contínua é utilizada quando há restrições de impactos, ruídos e vibrações ou quando se necessita de elevada produtividade.

### 6.1 Dimensionamento Geotécnico

No dimensionamento das fundações profundas por estaca, a grandeza fundamental é a carga admissível se considerado o fator de segurança global que, segundo a NBR 6122, é a máxima carga que atende aos estados limites últimos e de serviço quando aplicadas sobre as estacas ou tubulões (ABNT, 2019).

#### 6.1.1 Capacidade de carga

De acordo com Alonso (2012), a capacidade de carga das estacas é obtida através do menor dos dois valores:

- d) Resistência estrutural do material que compõe a estaca;
- e) Resistência do solo que lhe dá suporte.

Normalmente, a situação mais crítica é a 'b' e por este motivo não é aconselhável determinar a capacidade de carga de uma estaca somente pela capacidade resistente estrutural da fundação (MARAGON, 2018).

Nas estacas, a resistência total ( $R$ ) é dada em duas parcelas: resistência lateral ou de fuste ( $R_L$ ) e resistência de ponta ( $R_p$ ), conforme a Equação 58 (CINTRA; AOKI, 2010).

$$R = R_L + R_p \quad (58)$$

A determinação da resistência de ponta é feita pela multiplicação da resistência de ponta unitária ( $r_p$ ) pela área da seção transversal da ponta ou da base da estaca ( $A_p$ ), conforme a Equação 59.

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (59)$$

Para a parcela de atrito, a resistência é calculada através do somatório das forças resistentes por atrito lateral ( $r_L$ ) ao longo de todos os segmentos da estaca, sendo U o perímetro do fuste (Equação 60).

$$R_L = U \cdot \sum(r_L \cdot \Delta_L) = r_L \cdot A_L \quad (60)$$

Para determinar a capacidade de carga, a norma de fundações apresenta como procedimentos a utilização de provas de carga, formulações estáticas (teóricas ou semiempíricas) e ensaios e formulações dinâmicas (ABNT, 2019). Dentre os métodos citados, as formulações estáticas semiempíricas são as mais utilizadas, a citar o método Aoki-Velloso (1975) e o método Décourt-Quaresma (1978).

Neste trabalho, será utilizado o método de Décourt-Quaresma (1978) na determinação da capacidade de carga das estacas hélice contínua.

No método Décourt e Quaresma (1978), a carga admissível das estacas é determinada apenas pelos dados normalmente fornecidos por sondagens (SPT). Na estimativa da tensão unitária lateral ( $r_L$ ), dada pela Equação 61, o método utiliza o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste ( $N_L$ ) sem distinguir os tipos de solo (CINTRA; AOKI, 2010). No cálculo de  $N_L$ , são excluídos os valores utilizados no cálculo da resistência da ponta e eram adotados os limites  $3 \leq N_L \leq 15$ . Posteriormente, em 1982, o limite superior foi estendido de  $N_L = 15$  para  $N_L = 50$  para estacas de deslocamento e escavadas com bentonita.

$$r_L = 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right), \text{ em } kPa \quad (61)$$

Por outro lado, a resistência de ponta unitária ( $r_p$ ), estimada pela Equação 62, leva em consideração o tipo de solo em que a estaca está assentada através do coeficiente C, disposto na Tabela 4:

$$r_p = C \cdot N_p \quad (62)$$

Onde:

$N_p$  é o valor médio entre os valores do índice de resistência à penetração na ponta correspondentes ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

$C$  é o coeficiente característico do solo, fornecido pela Tabela 4.

Tabela 4 - Coeficiente característico do solo

Tipo de solo	C (kPa)
<b>Argila</b>	120
<b>Silte argiloso*</b>	200
<b>Silte arenoso*</b>	250
<b>Areia</b>	400
*alteração de rocha (solos residuais)	

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Em 1996, Décourt incrementa o método introduzindo nas parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  (Tabelas 5 e 6), que são função do tipo de estaca e do tipo de solo da região, resultando na Equação 63.

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot A_L \quad (63)$$

Tabela 5 – Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo do solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
<b>Argilas</b>	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
<b>Solos intermediários</b>	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
<b>Areias</b>	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 6 – Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo do solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
<b>Argilas</b>	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
<b>Solos intermediários</b>	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
<b>Areias</b>	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt (1996)

### 6.1.2 Carga admissível

De acordo com a NBR 6122, a carga admissível de uma fundação profunda é a máxima carga que, com a aplicação de fatores de segurança determinados, atende aos limites últimos e de serviço (ABNT, 2019). Ainda de acordo com a norma, o fator de segurança global utilizado para estacas é 2,0. Outras metodologias implementam coeficientes de segurança diferentes para as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta (HACHICH, 1998).

O método Décourt-Quaresma prevê a utilização de coeficientes diferentes para a resistência lateral e de ponta, sendo utilizado 1,3 no primeiro caso e 4,0 no segundo. Dessa forma, a capacidade de carga admissível calculada a partir do método Décourt-Quaresma pode ser calculada conforme a Equação 64.

$$\bar{R} = \frac{R_p}{4,0} + \frac{R_L}{1,3} \quad (64)$$

## 6.2 Dimensionamento Estrutural

Conforme a NBR 6118, as estacas quando submetidas a cargas de compressões e tensões limitadas aos valores dispostos na Tabela 4 da norma de fundações - NBR 6122 (Figura 26) não precisam ser armadas, com exceção das armaduras necessárias para ligação com o bloco (ABNT, 2019). Quando as solicitações resultam em tensões superiores aos limites estabelecidos, as estacas devem ser armadas no trecho em que a tensão for superior até a profundidade em que, em fundação da transferência de carga por atrito, a compressão no concreto resulte inferior à tensão limite determinada.

Figura 26 - Parâmetros para dimensionamento de estacas e tubulões

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	$\gamma_c$	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado <sup>a</sup>	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss <sup>b</sup>	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki <sup>b</sup>	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz <sup>b,c,d</sup>	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	–	K
Microestacas <sup>b,c,e</sup>	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	M
Estaca trado vazado segmentado <sup>a,d</sup>	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	L

Fonte: ABNT (2019)

### 6.2.1 Comprimento da armadura principal

Como visto anteriormente, as estacas devem ser armadas além da armadura mínima disposta na Tabela da NBR 6122 enquanto a proposição da Equação 65 for verdadeira.

$$\sigma_{at} = \frac{\bar{R}}{A_c} \geq \sigma_{adm} \quad (65)$$

Onde:

$\sigma_{at}$  é a tensão atuante na seção transversal da estaca;

$\sigma_{adm}$  é a tensão de compressão simples limite para não armar;

$\bar{R}$  é a carga admissível da estaca;

$A_c$  é a área da seção transversal da estaca.

Para verificar a profundidade em que a tensão admissível supera a tensão atuante, calcula-se a resistência lateral por atrito por metro (Equação 66) e a redução da tensão por metro (Equação 67).

$$\frac{R_L}{m} = \pi \cdot \phi \cdot l \cdot \bar{r}_l \quad (66)$$

$$\overline{\Delta N_x} = \bar{R} - \frac{R_L}{m} \cdot x \quad (67)$$

Onde:

$\frac{R_L}{m}$  é a resistência lateral por atrito por metro;

$\overline{\Delta N_x}$  é a redução da tensão por metro;

$\phi$  é o diâmetro da estaca;

$l$  é igual a 1 metro;

$\bar{r}_l$  é a parcela de atrito lateral da fórmula de Décourt igual a  $\frac{\beta \left( \frac{\bar{N}_L + 1}{3} \right)}{1,5}$ ;

$x$  é a profundidade de interesse.

De modo direto, a profundidade limite até qual a estaca não precisa ser armada é dada pela Equação 68.

$$L_{lim} = \frac{\bar{R} - \sigma_{adm} \cdot A_c}{\pi \cdot \phi \cdot \bar{r}_l} \quad (68)$$

## 6.2.2 Dimensionamento à compressão

O dimensionamento do trecho comprimido com tensões superiores aos limites determinados é feito de acordo com a NBR 6118, adotando a resistência de cálculo do concreto de acordo com a Equação 69. Os coeficientes de ponderação das resistências características no ELU variam de 1,6 a 5,0, conforme a Figura 26.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (69)$$

Onde:

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto à compressão;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;

$\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência à compressão do concreto.

Admitindo que as estacas estão totalmente enterradas, que as fundações estão sujeitas apenas à carga de compressão e a força é perfeitamente centrada e que o processo de ruptura não ocorre por flambagem, de acordo com Alonso (2012) o dimensionamento desses elementos comprimidos pode ser realizado através da Equação 70.

$$A_s' = \frac{V_d \cdot \left(1 + \frac{e}{h}\right) - 0,85 \cdot A_s \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (70)$$

Onde:

$A_s'$  é a área necessária de armadura comprimida;

$A_s$  é a área da seção transversal comprimida;

$V_d$  é a carga aplicada pelo pilar majorada ( $V_d = P \cdot \gamma_f$ );

$\gamma_f$  é o coeficiente de ponderação das ações definido igual a 1,4 para todos os tipos de estacas moldados in loco (ABNT, 2019)

$\left(1 + \frac{e}{h}\right)$  é um coeficiente de majoração, não menor que 1,1, em que  $h$  é o menor lado do retângulo mais estreito circunscrito à seção da estaca.

O valor de  $A_s'$  calculado pela Equação 70 deve ser maior que a armadura mínima, que é determinada pela Equação 71.

$$A_{s'_{min}} = 0,4\% \cdot A_s \quad (71)$$

Já os estribos horizontais são determinados pela Equação 72.

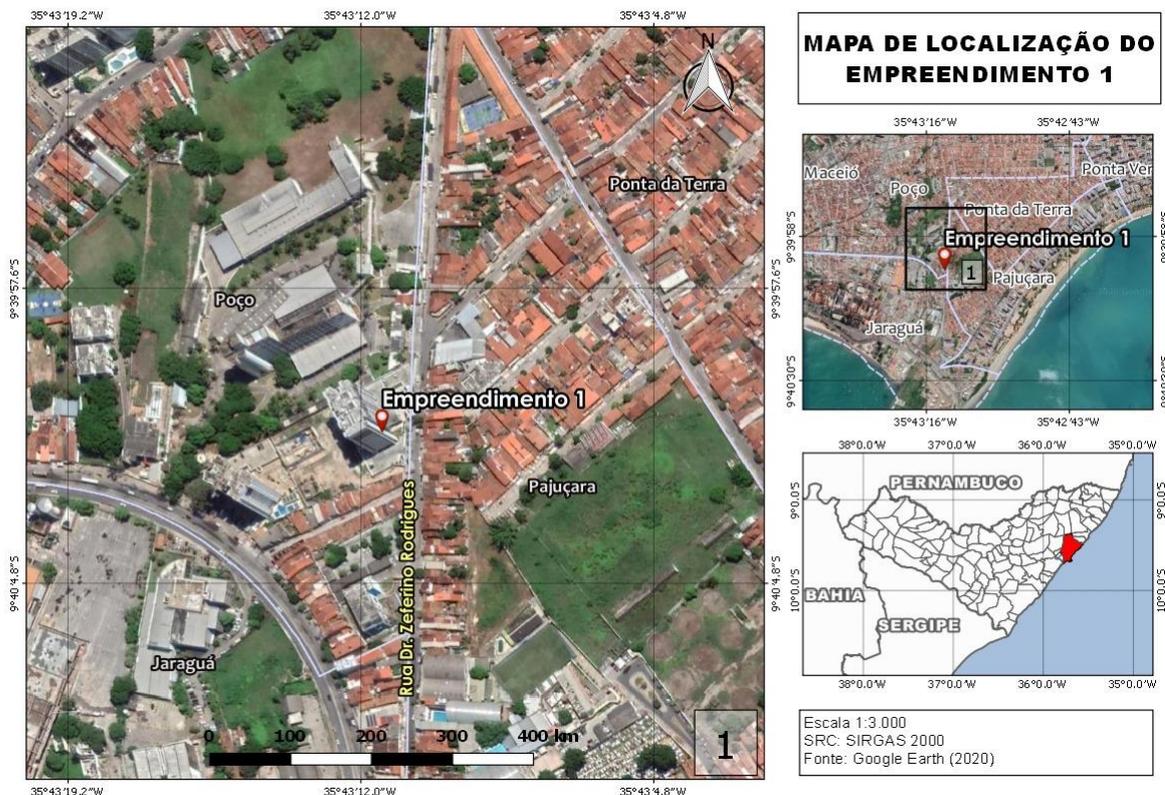
$$A_{s'_h} = \frac{1}{8} A_s \quad (72)$$

## 7 ESTUDO DE CASO

### 7.1 Descrição do Empreendimento

O empreendimento de análise deste estudo é um edifício residencial localizado na Rua Dr. Zeferino Rodrigues no bairro histórico do Jaraguá, em Maceió – AL, conforme mostrado na Figura 27.

Figura 27 - Localização do empreendimento



Fonte: Autora (2021)

O empreendimento é composto de pavimento térreo (pilotis), 1 pavimento garagem, 14 pavimentos tipo com 10 apartamentos cada e um pavimento ático (Figura 28). Além disso, o prédio conta com uma área de lazer completa, composta por brinquedoteca, espaço gourmet, piscinas adulto e infantil, playground e salão de festa.

Figura 28 – Edifício residencial do estudo de caso



Fonte: Livecon<sup>2</sup>

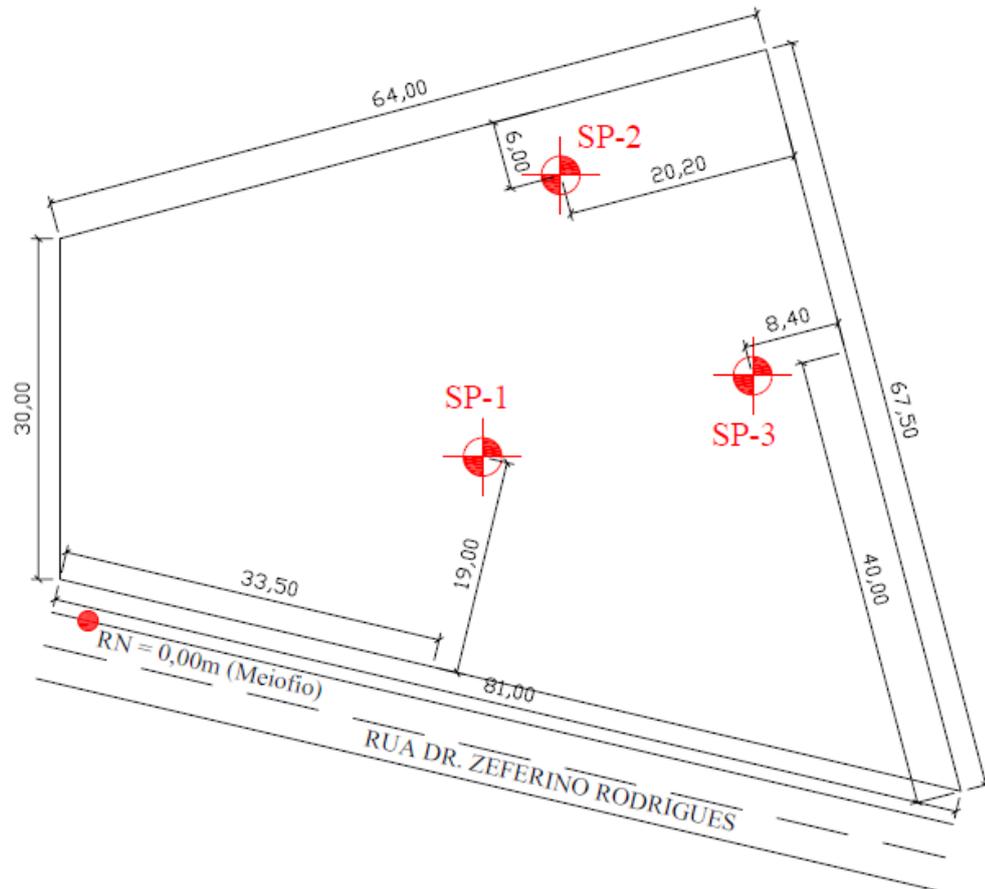
## 7.2 Investigações Geotécnicas

A investigação geotécnica preliminar do terreno onde foi construído o edifício foi realizada em 2014, tendo sido executados, a critério do projetista, 3 furos de sondagem (SP-01, SP-02 e SP-03), distribuídos conforme a Figura 29.

---

<sup>2</sup> Disponível em: <<https://livecon.com.br/empreendimentos/?id=11>>. Acesso em: 06 de fev. de 2021.

Figura 29 – Croqui de locação de sondagem



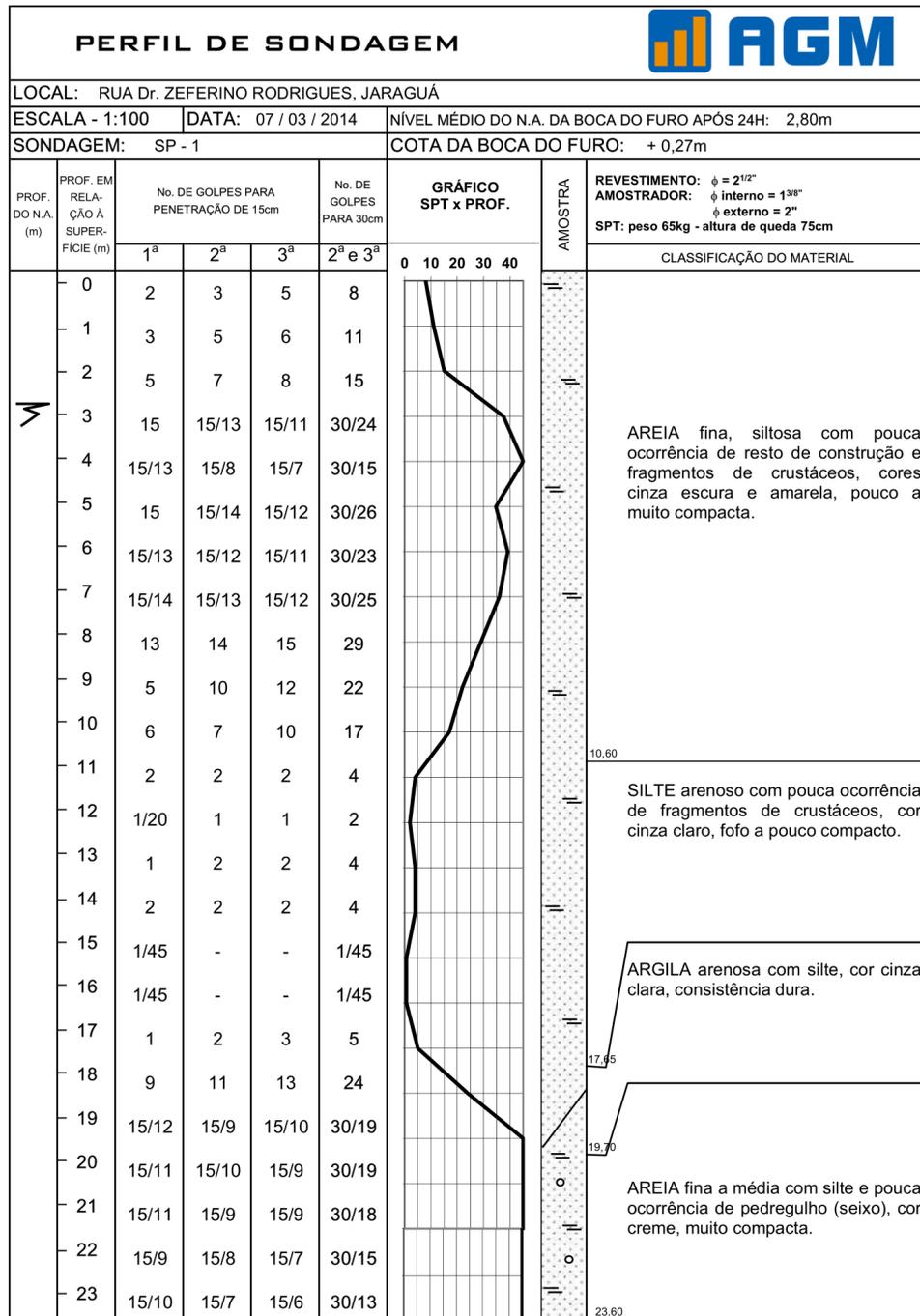
Fonte: AGM Geotécnica (2014)

As sondagens realizadas apresentaram solo predominantemente arenoso de compactidade fofa a muito compacta intercalado com solo silte arenoso, solo característico da parte baixa da cidade de Maceió.

Os furos SP-01, SP-02 e SP-03 apresentaram perfis litológicos semelhantes, como pode ser observado nas Figuras 30, 31 e 32. Nos três furos, a primeira camada, de aproximadamente 10 m de espessura, é composta de areia fina siltosa de compactidade fofa a muito compacta, com ocorrências de resto de construção, pedregulhos e fragmentos crustáceos e cores variando entre creme, marrom, cinza e amarelo. A camada seguinte, de aproximadamente 6 m, é composta de silte arenoso fofo a pouco compacto, com pouca ocorrência de fragmentos de crustáceo e cores variadas. As camadas finais dos furos SP-02 e P-03 apresentaram solo arenoso muito compacto com a presença de nódulos de argila e pedregulho. Já o furo SP-01, apresentou uma camada de aproximadamente 2 m de espessura de argila arenosa com silte e consistência dura entre a camada silto arenosa e a de areia dos últimos metros sondados.

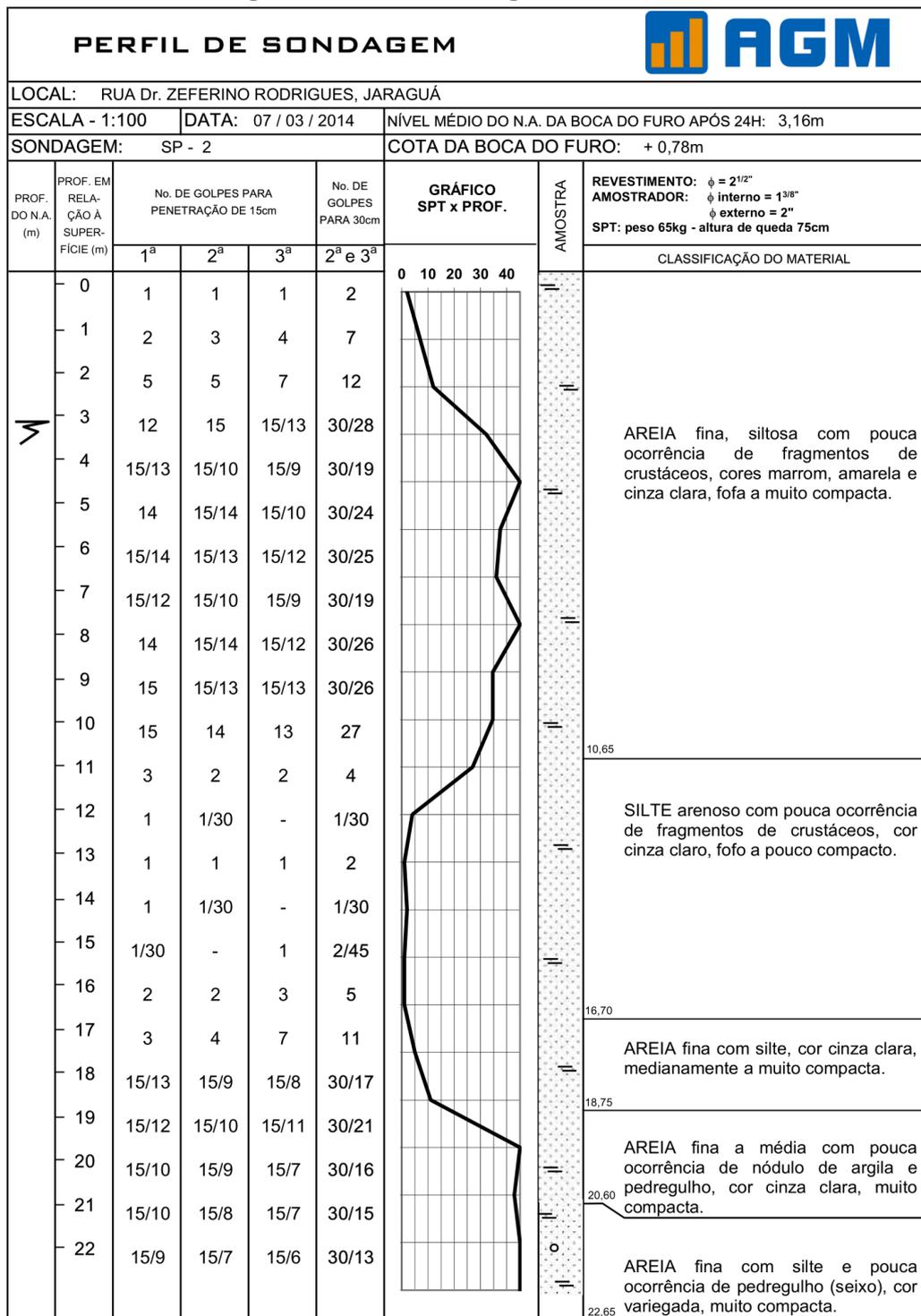
Em termos de resistência, os perfis de sondagem apresentaram resistência crescente até os 4,0 m por onde permaneceu alta nos metros seguintes. Em seguida, houve uma queda de resistência, atingindo resistências mínimas entre 11,00 e 18,00 m. Por fim, a resistência do solo voltou a crescer até atingir os valores máximos de resistência dos perfis nos metros finais sondados.

Figura 30 - Perfil de sondagem do furo SP-01



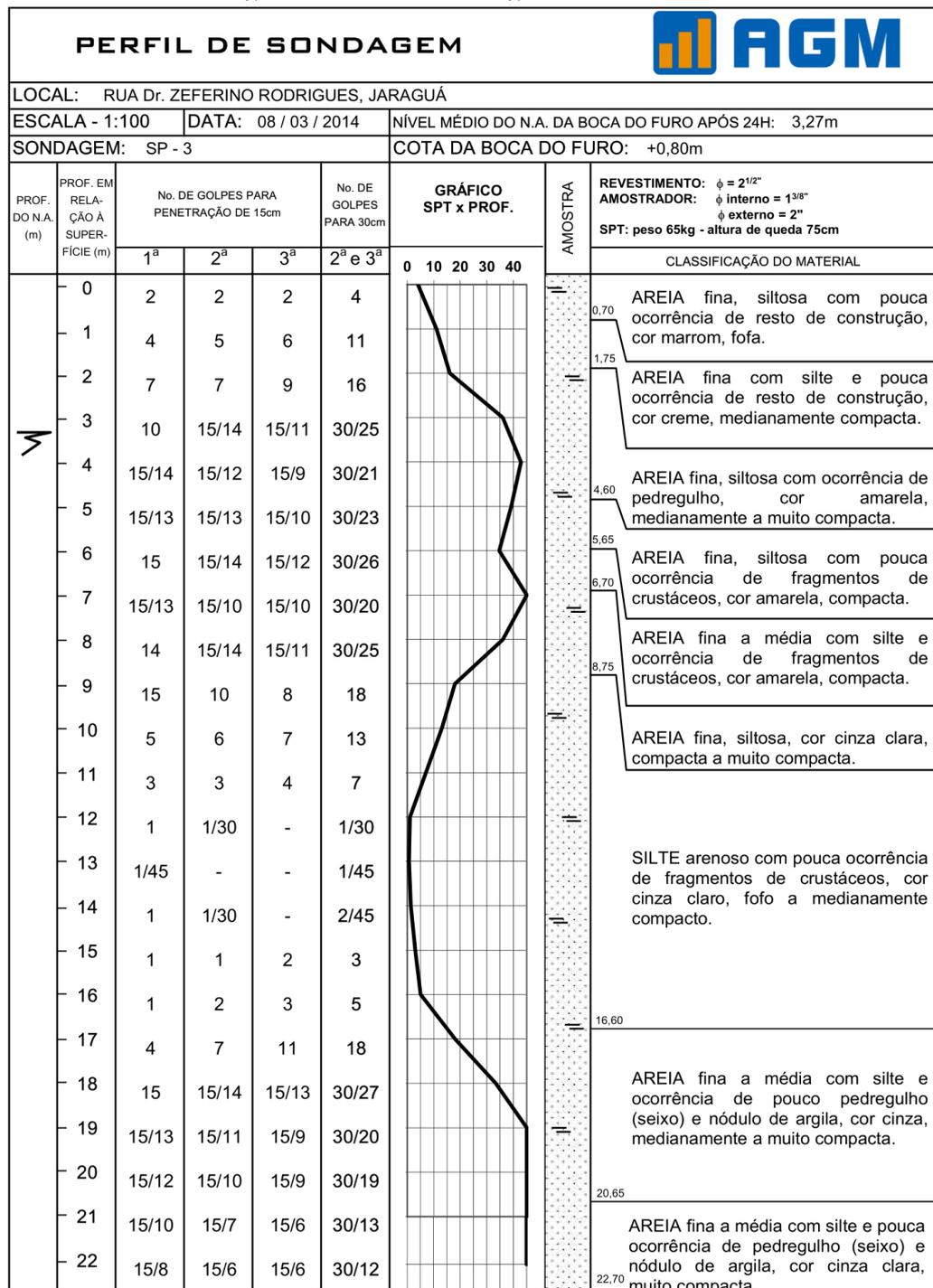
Fonte: AGM Geotécnica (2014)

Figura 31 - Perfil de sondagem do furo SP-02



Fonte: AGM Geotécnica (2014)

Figura 32 - Perfil de sondagem do furo SP-03



Fonte: AGM Geotécnica (2014)

Em relação ao nível d'água (N.A.), o ensaio de sondagem a percussão forneceu uma profundidade média do lençol freático de aproximadamente 3,00 m em relação à boca do furo e de 2,50 m em relação ao referencial de nível (RN) tomado como o meio-fio (Tabela 7).

Tabela 7 - Profundidade média do nível d'água

<b>FURO</b>	<b>COTA</b>	<b>N.A. (BOCA DO FURO)</b>	<b>N.A. (EM RELAÇÃO AO RN)</b>	<b>METRAGEM PERFURADA</b>
SP-01	(+) 0,27	2,80	2,53	23,23
SP-02	(+) 0,78	3,16	2,38	22,22
SP-03	(+) 0,80	3,27	2,47	22,20
<b>MÉDIA</b>		3,01	2,48	22,55

Fonte: Autora (2021)

### 7.3 Cargas do Projeto Estrutural

A planta de locação e carga dos pilares são fornecidas pela empresa responsável pelo projeto estrutural do empreendimento e podem ser vistas no Anexo A e Tabelas 8 e 9, respectivamente.

O edifício é composto de 108 pilares, sendo 69 na projeção do prédio e 39 periféricos. Dos pilares da projeção do prédio (P1 a 69), as cargas verticais provenientes da estrutura variam de 55,0 tf a 460,0 tf, sendo os pilares do poço do elevador (P39 e P40) os mais carregados (Tabela 8). Em termos de momentos (Mx e My), as solicitações variam de 1,0 tf.m a 117,5 tf.m, sendo os pilares do poço do elevador também os mais solicitados. Em relação aos pilares periféricos (P101 a P139), só há solicitação de cargas verticais, que por sua vez são menores, e variam de 1,0 tf a 37,0 tf (Tabela 9).

Tabela 8 – Tabela de cargas

<b>Pilar</b>	<b>Carga vertical (tf)</b>	<b>Carga vertical variável (tf)</b>	<b>Momentos</b>		<b>Total (tf)</b>
			<b>Mx (tf.m)</b>	<b>My (tf.m)</b>	
<b>P1</b>	105,0	21,0	3,0	1,0	120,0
<b>P2</b>	145,0	35,0	5,0	1,0	169,6
<b>P3</b>	150,0	37,0	7,0	1,0	177,0
<b>P4</b>	85,0	25,5	2,0	1,0	102,1
<b>P5</b>	85,0	26,0	2,5	1,0	102,7
<b>P6</b>	150,0	40,5	8,5	1,0	180,0
<b>P7</b>	140,0	42,0	7,5	1,0	170,3
<b>P8</b>	80,0	27,0	1,0	1,0	97,4
<b>P9</b>	55,0	11,0	1,5	1,5	63,4
<b>P10</b>	55,0	10,0	1,5	1,5	62,8
<b>P11</b>	185,0	20,0	4,0	1,0	200,0
<b>P12</b>	225,0	31,5	6,5	1,0	248,4
<b>P13</b>	235,0	32,0	8,5	1,0	259,9
<b>P14</b>	240,0	25,0	8,5	1,0	260,7

Pilar	Carga vertical (tf)	Carga vertical variável (tf)	Momentos		Total (tf)
			Mx (tf.m)	My (tf.m)	
P15	235,0	25,5	9,0	1,0	256,3
P16	240,0	35,5	10,5	1,0	268,2
P17	225,0	38,0	11,0	1,0	255,0
P18	180,0	24,0	8,5	1,0	200,1
P19	240,0	8,5	1,5	4,5	248,7
P20	155,0	8,5	2,0	9,5	167,0
P21	190,0	7,5	1,0	5,5	198,4
P22	280,0	3,5	1,0	8,0	287,5
P23	235,0	6,5	1,0	7,5	244,0
P24	250,0	5,5	1,0	7,0	258,1
P25	250,0	15,5	1,0	8,5	265,0
P26	235,0	6,5	1,5	1,0	240,4
P27	235,0	3,0	1,5	6,5	241,6
P28	275,0	5,0	1,5	6,5	282,8
P29	255,0	0,5	6,5	1,0	259,8
P30	225,0	0,5	10,5	1,0	232,2
P31	210,0	8,0	2,5	4,0	218,7
P32	155,0	9,5	2,0	3,0	163,7
P33	260,0	9,0	6,0	7,5	273,5
P34	215,0	20,5	7,5	1,0	232,4
P35	130,0	1,0	1,5	3,0	133,3
P36	280,0	3,5	2,0	8,5	288,4
P37	135,0	1,0	1,5	3,0	138,3
P38	250,0	1,5	6,5	1,0	255,4
P39	450,0	14,5	101,0	2,5	520,8
P40	460,0	12,0	117,5	3,0	539,5
P41	220,0	1,0	10,0	1,0	227,2
P42	210,0	8,0	2,5	4,0	218,7
P43	155,0	9,5	2,0	3,0	163,7
P44	190,0	7,5	1,0	4,0	197,5
P45	280,0	2,5	1,0	7,5	286,6
P46	190,0	2,5	1,0	7,5	196,6
P47	190,0	10,0	1,5	1,0	197,5
P48	240,0	2,5	1,5	6,5	246,3
P49	285,0	5,5	1,5	7,5	293,7
P50	190,0	20,0	4,0	1,0	205,0
P51	225,0	31,5	6,5	1,0	248,4
P52	235,0	31,5	8,0	1,0	259,3
P53	250,0	25,0	9,5	1,0	271,3
P54	240,0	25,5	10,5	1,0	262,2
P55	240,0	35,5	11,0	1,0	268,5

Pilar	Carga permanente (tf)	Carga variável (tf)	Momentos		Total (tf)
			Mx (tf.m)	Mx (tf.m)	
P56	230,0	37,5	12,5	1,0	260,6
P57	195,0	25,0	12,0	1,0	217,8
P58	245,0	8,5	1,5	5,0	254,0
P59	160,0	10,0	2,0	9,5	172,9
P60	105,0	21,5	2,0	1,0	119,7
P61	155,0	35,0	4,0	1,0	179,0
P62	155,0	37,5	6,0	1,0	181,7
P63	85,0	25,5	2,0	1,0	102,1
P64	95,0	26,5	4,0	1,0	113,9
P65	155,0	41,0	7,0	1,0	184,4
P66	155,0	42,0	8,5	1,0	185,9
P67	90,0	27,5	3,0	1,0	108,9
P68	60,0	11,0	1,5	1,5	68,4
P69	55,0	9,5	1,5	1,5	62,5

Fonte: AGM Geotécnica (2014)

Tabela 9 – Tabela de cargas dos pilares periféricos

Pilar	Carga vertical (tf)	Pilar	Carga vertical (tf)
P101	3,0	P121	37,0
P102	1,0	P122	3,0
P103	7,0	P123	32,0
P104	2,0	P124	4,0
P105	17,0	P125	3,0
P106	17,0	P126	5,0
P107	10,0	P127	3,0
P108	14,0	P128	2,0
P109	17,0	P129	33,0
P110	16,0	P130	35,0
P111	7,0	P131	10,0
P112	3,0	P132	22,0
P113	2,0	P133	19,0
P114	26,0	P134	22,0
P115	22,0	P135	21,0
P116	23,0	P136	27,0
P117	18,0	P137	28,0
P118	18,0	P138	22,0

<b>Pilar</b>	<b>Carga vertical (tf)</b>	<b>Pilar</b>	<b>Carga vertical (tf)</b>
<b>P119</b>	25,0	<b>P139</b>	12,0
<b>P120</b>	14,0		

Fonte: AGM Geotécnica (2014)

## 7.4 Definição do Tipo de Fundação

Levando em consideração os dados disponíveis da edificação, os dados geológicos-geotécnicos provenientes da investigação do subsolo e informações sobre as construções vizinhas, foram analisadas duas soluções geotécnicas para o estudo: a solução adotada em fundação rasa do tipo sapata e uma solução alternativa em estaca tipo hélice contínua.

Para Alva (2007), a qualidade e o comportamento de uma fundação dependem de uma boa escolha de modo a conciliar os aspectos técnicos e econômicos referentes a cada obra. Porém, algumas características da obra podem impor um certo tipo de fundação.

Para efeitos práticos, Rebello (2008) considera a utilização de fundações rasas viável quando o NSPT da camada de solo for maior ou igual a 8 e a profundidade de assentamento não ultrapassar os 2,0 m.

Quando os solos superficiais não apresentam resistência compatível com as solicitações da edificação ou quando existe a possibilidade de futuras escavações nas regiões próximas ao empreendimento, normalmente utilizam-se fundações profundas.

### 7.4.1 Solução adotada

Apesar de estar localizado na planície litorânea onde o lençol freático encontra-se a uma profundidade (entre 2,0 e 3,0 m), o projeto de fundações foi totalmente desenvolvido com fundações rasas – sapatas.

Aproveitando-se da boa resistência nos primeiros metros do terreno ( $4 < N_{SPT} < 16$ ), as sapatas foram assentadas, em geral, na cota -1,70 m, acima do nível do lençol freático. Esta solução está de acordo com Rebello (2008) que considera que a utilização de fundações rasas só é viável quando o  $N_{SPT}$  da camada de solo for maior ou igual a 8 e a profundidade de assentamento não ultrapassar os 2,0 m.

#### 7.4.2 Solução alternativa

Sendo o bairro do Jaraguá um dos primeiros a ser ocupado na cidade, a maioria de suas construções são antigas e vulneráveis. Por conta das vibrações excessivas e dos ruídos gerados, esse fator inviabiliza o uso de fundações pré-moldadas.

Uma solução bastante utilizada pela empresa responsável pelo projeto e execução das fundações do edifício é a estaca Rotativa-Injetada. Porém, por ser uma solução desenvolvida e executada regionalmente pela empresa, preferiu-se adotar uma solução mais tradicional, utilizada pela maioria dos engenheiros geotécnicos, como é o caso da estaca hélice contínua.

### **7.5 Ferramentas de Cálculo e Detalhamento**

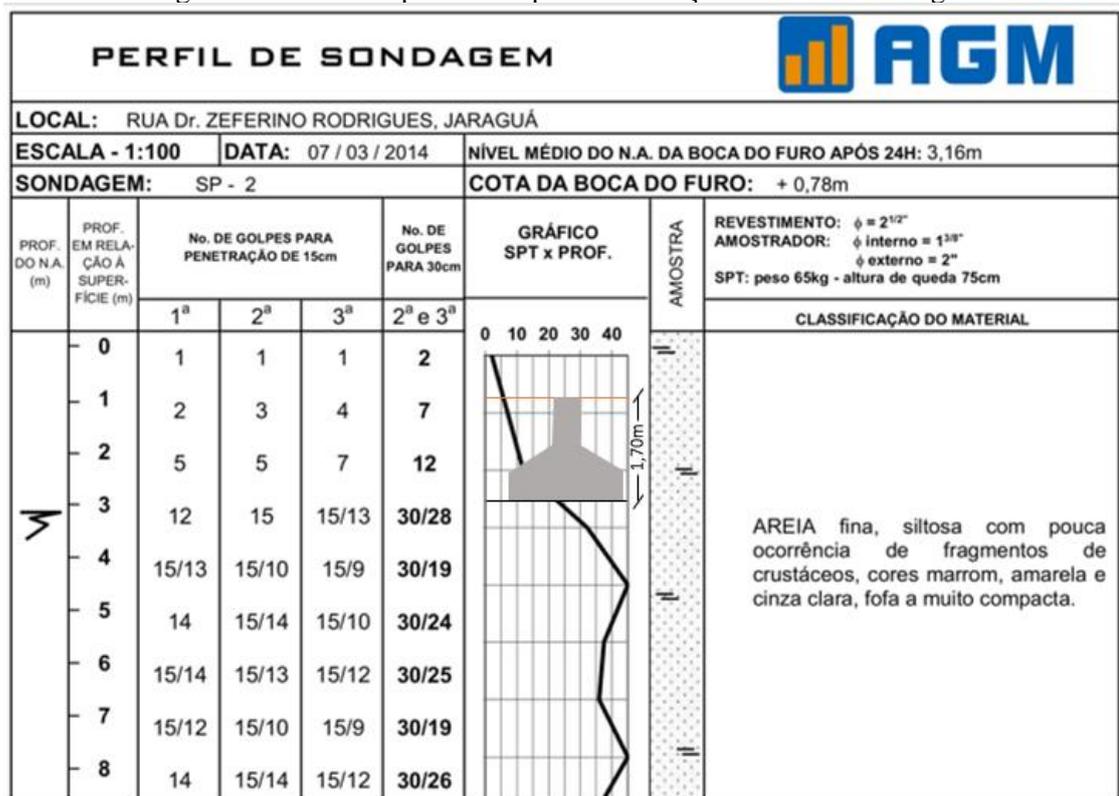
Com base nos métodos e formulações apresentadas, o dimensionamento das soluções geotécnicas estudadas foi realizado por meio de planilhas de cálculo. Para o detalhamento, foram utilizadas as versões estudantis dos softwares de desenho técnico Autodesk AutoCAD e de dimensionamento e detalhamento de projetos estruturais TQS.

## 8 SOLUÇÃO EM SAPATAS

### 8.1 Capacidade de Carga

Para o cálculo da capacidade de carga das sapatas foi utilizado como referência o furo de sondagem SP-02, que apresentou a situação mais crítica do terreno (Figura 33).

Figura 33 - Cota de apoio das sapatas em relação ao furo de sondagem



Fonte: Adaptado de AGM Geotécnica (2014)

Utilizando a teoriza de Terzaghi (Equação 1) para o para o cálculo da capacidade de carga do terreno, considerando sapatas quadradas em solo predominantemente arenoso, a capacidade de carga encontrada foi de:

$$\sigma_r = 0 \cdot 53,8 \cdot 1,3 + (2,5 \cdot 1,7) \cdot 41,15 \cdot 1,3 + \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 1 \cdot 46,84 \cdot 0,6 = 251,24 \text{ tf/m} \quad (73)$$

Dessa forma, a tensão admissível ou a taxa do terreno, em  $\text{kgf/cm}^2$  foi de:

$$\sigma_a = \frac{25,124}{3} = 8,4 \text{ kgf/cm}^2 \quad (74)$$

Esse valor foi encontrado levando em consideração que a sapata está apoiada na cota - 1,70 m (-2,48 m em relação à cota de boca de furo) com índice de resistência igual a 22, determinado pela interpolação dos valores das camadas anterior e posterior ao fundo da base da sapata. Os coeficientes de forma e de carga foram determinados a partir dos valores de referência da Norma Alemã. Os parâmetros utilizados no cálculo da capacidade de carga através da equação de Terzaghi encontram-se na Tabela 10.

Tabela 10- Parâmetros para cálculo da capacidade de carga por Terzaghi

<b>N<sub>SPR da base</sub></b>	22
<b>B (m)</b>	1,0
<b>h (m)</b>	2,5
<b>c (tf/m<sup>2</sup>)</b>	0
<b>γ (tf/m<sup>3</sup>)</b>	1,7
<b>Ø (°)</b>	36,6
<b>Sc</b>	1,3
<b>Sq</b>	1,3
<b>Sy</b>	0,6
<b>Nc</b>	53,8
<b>Nq</b>	41,15
<b>Ny</b>	46,84

Fonte: Autora (2021)

Na prática, é comum determinar a taxa do terreno pelas equações semiempíricas que apresentam valores mais próximos a realidade. Dessa forma, utilizando a Equação 6, a taxa do terreno pode ser dada por:

$$\sigma_a = \frac{22}{4} = 5,5 \text{ kgf/cm}^2 \quad (75)$$

Por fim, apesar da teoria de Terzaghi ter apresentado uma taxa maior para o terreno, foi adotado pelo engenheiro projetista o valor de 4,5 kgf/cm<sup>2</sup>, de forma conservadora, para a capacidade de carga das fundações rasas.

## 8.2 Dimensionamento Geométrico

Como forma de simplificar a elaboração do projeto e a execução das fundações na obra, os pilares foram agrupados em função da carga solicitante total atuante. Dessa forma, foram criados inicialmente 11 grupos com cargas máximas de 15 a 543 tf. Considerando apenas sapatas quadradas de lado B, foram calculadas as dimensões necessárias para cada grupo através da relação dada pela Equação 9 e considerando a taxa adotada de 4,5 kgf/cm<sup>2</sup>. Os grupos de

sapatas bem como as dimensões calculadas e adotadas para cada um podem ser vistos na Tabela 11.

Tabela 11 - Grupos de sapatas

GRUPO	QUANT.	Carga máxima (tf)	$\sigma_a$ (tf/m <sup>2</sup> )	Área de base necessária (m <sup>2</sup> )	B calculado (m)	B adotado (m)
G1	18	15	45	0,33	0,58	0,60
G2	14	25	45	0,56	0,75	0,80
G3	7	45	45	1,00	1,00	1,00
G4	4	75	45	1,67	1,29	1,30
G5	10	150	45	3,33	1,83	2,00
G6	8	200	45	4,44	2,11	2,50
G7	12	225	45	5,00	2,24	2,60
G8	9	276	45	6,13	2,48	2,80
G9	19	290	45	6,44	2,54	2,70
G10	5	310	45	6,89	2,62	3,00
G11	2	543	45	12,07	3,47	4,70

Fonte: Autora (2021)

Após a locação das sapatas em planta, foi verificada a ocorrência de alguns choques entre as fundações. Para resolver o problema, algumas sapatas foram redimensionadas, criando subdivisões nos grupos G5, G6, G7 e G8.

A planta de locação das sapatas e a divisão de pilares por grupo podem ser vistos nos Anexos B e C, respectivamente.

### 8.3 Dimensionamento Estrutural

Considerando apenas sapatas rígidas, a altura das sapatas foi determinada com base nos valores encontrados pelas Equações 13, 14 e 16, sendo adotado um valor maior do que o encontrado pelas equações, conforme a Tabela 12.

Tabela 12 - Determinação da altura das sapatas

GRUPO	Carga máxima (tf)	Dimensões do Pilar		Dimensões da sapata		Cálculo da Altura h			h adotado (m)
		l (m)	b (m)	L (m)	B (m)	$\frac{L-l}{3}$	$\frac{B-b}{3}$	$1,44\sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} + 5cm$	
G1	15	0,3	0,2	0,60	0,60	0,1	0,1	0,20	0,40
G2	25	0,3	0,2	0,80	0,80	0,2	0,2	0,25	0,40
G3	45	0,3	0,2	1,00	1,00	0,2	0,3	0,32	0,50
G4	75	0,5	0,25	1,30	1,30	0,3	0,4	0,40	0,60
G5	150	0,5	0,2	2,00	1,50	0,5	0,4	0,54	0,70
G5-A	150	0,7	0,25	2,35	1,30	0,6	0,4	0,54	0,70
G6	200	1,06	0,25	2,50	1,80	0,5	0,5	0,61	0,80
G6-A	200	0,79	0,2	2,50	1,80	0,6	0,5	0,61	0,85
G7	225	0,9	0,2	2,60	1,90	0,6	0,6	0,65	0,85
G7-A	225	0,94	0,2	2,60	1,90	0,6	0,6	0,65	0,90
G8	276	0,94	0,2	2,80	2,10	0,6	0,6	0,71	0,95
G8-A	276	0,9	0,25	2,80	2,10	0,6	0,6	0,71	1,00
G9	290	1	0,2	2,70	2,20	0,6	0,7	0,73	0,95
G10	310	1	0,25	3,00	2,20	0,7	0,7	0,75	1,00
G11	543	2,34	0,25	4,70	2,50	0,8	0,8	0,98	1,30

Fonte: Autora (2021)

### 8.3.1 Armadura longitudinal

As sapatas foram armadas apenas longitudinalmente, visto que o volume de concreto das sapatas é suficiente para resistir aos esforços cortantes solicitantes e dispensar o uso de armadura transversal. Essas armaduras foram calculadas pelas Equações 20 e 21, conforme o Método das Bielas. As armaduras calculadas e adotadas podem ser vistas na Tabela 13.

A plantas de detalhamento de forma e armação das sapatas pode ser vista no Anexo D.

Tabela 13 - Dimensionamento das armaduras longitudinais das sapatas

GRUPO	Carga máxima (tf)	Dimensões do Pilar		Dimensões da sapata		h (m)	Tx (kgf)	Ty (kgf)	Armadura calculada		Armadura adotada			
		l (m)	b (m)	L (m)	B (m)				Asx (cm <sup>2</sup> )	Asy (cm <sup>2</sup> )	Asx (cm <sup>2</sup> )	Armadura	Asy (cm <sup>2</sup> )	Armadura
<b>G1</b>	15	0,3	0,2	0,60	0,60	0,40	1607,1	2142,9	0,45	0,60	1,58	5Ø6.3	1,58	5Ø6.3
<b>G2</b>	25	0,3	0,2	0,80	0,80	0,40	4464,3	5357,1	1,25	1,50	1,89	6Ø6.3	1,89	6Ø6.3
<b>G3</b>	45	0,3	0,2	1,00	1,00	0,50	8750,0	10000,0	2,45	2,80	3,50	7Ø8.0	3,50	7Ø8.0
<b>G4</b>	75	0,5	0,25	1,30	1,30	0,60	13636,4	17897,7	3,82	5,01	6,50	13Ø8.0	6,50	13Ø8.0
<b>G5</b>	150	0,5	0,2	2,00	1,50	0,70	43269,2	37500,0	12,12	10,50	15,00	12Ø 12.5	12,80	16Ø10
<b>G5-A</b>	150	0,7	0,25	2,35	1,30	0,70	47596,2	30288,5	13,33	8,48	16,25	13Ø12.5	10,40	13Ø10
<b>G6</b>	200	1,06	0,25	2,50	1,80	0,80	48000,0	51666,7	13,44	14,47	20,00	16Ø12.5	17,60	22Ø10
<b>G6-A</b>	200	0,79	0,2	2,50	1,80	0,85	53437,5	50000,0	14,96	14,00	23,75	19Ø12.5	16,25	13Ø12.5
<b>G7</b>	225	0,9	0,2	2,60	1,90	0,85	59765,6	59765,6	16,73	16,73	21,25	17Ø12.5	18,40	23Ø10
<b>G7-A</b>	225	0,94	0,2	2,60	1,90	0,90	54926,5	56250,0	15,38	15,75	26,25	21Ø12.5	18,75	15Ø12.5
<b>G8</b>	276	0,94	0,2	2,80	2,10	0,95	71300,0	72833,3	19,96	20,39	24,00	12Ø16	23,75	19Ø12.5
<b>G8-A</b>	276	0,9	0,25	2,80	2,10	1,00	69000,0	67184,2	19,32	18,81	32,00	16Ø16	25,00	20Ø12.5
<b>G9</b>	290	1,0	0,2	2,70	2,20	0,95	68472,2	80555,6	19,17	22,56	28,00	14Ø16	26,25	21Ø12.5
<b>G10</b>	310	1,0	0,25	3,00	2,20	1,00	81578,9	79539,5	22,84	22,27	16,25	13Ø12.5	27,50	22Ø12.5
<b>G11</b>	543	2,34	0,25	4,70	2,50	1,30	128148,0	122175,0	35,88	34,21	44,10	14Ø20	40,00	32Ø12.5

Fonte: Autora (2021)

## 8.4 Quantitativos

### 8.4.1 Aço

Considerando as armações adotadas para todos os grupos de sapatas, o peso total de aço necessário foi de, aproximadamente, 7163 kg, conforme mostrado na Tabela 14.

Tabela 14 - Peso de aço para as sapatas

AÇO	Ø (mm)	MASSA LINEAR (kg/m)	COMP. TOTAL (m)	MASSA (kg)
CA-50	20	2,5	150,0	375
	16	1,6	1410,0	2255
	12.5	1	3587,0	3587
	10	0,63	733,0	752
	8	0,4	266,0	106
	6.3	0,25	352,0	88
<b>TOTAL</b>				<b>7163,0</b>

Fonte: Autora (2021)

### 8.4.2 Concreto

Considerando as formas das sapatas, foram necessários, aproximadamente, 220 m<sup>3</sup> de concreto, conforme mostrado na Tabela 15.

Tabela 15 - Volume de concreto para as sapatas

GRUPO	QUANT.	L (m)	B (m)	h0 (m)	h1 (m)	h (m)	VOL. UNIT. (m <sup>3</sup> )	VOL. TOTAL (m <sup>3</sup> )
G1	18	0,60	0,60	0,40	0,00	0,40	0,14	2,59
G2	14	0,80	0,80	0,25	0,15	0,40	0,21	2,94
G3	7	1,00	1,00	0,25	0,25	0,50	0,32	2,24
G4	4	1,30	1,30	0,25	0,35	0,60	0,71	2,84
G5	8	2,00	1,50	0,25	0,45	0,70	1,33	10,64
G5-A	2	2,35	1,30	0,25	0,45	0,70	1,40	2,80
G6	4	2,50	1,80	0,30	0,50	0,80	2,33	9,32
G6-A	4	2,50	1,80	0,30	0,55	0,85	2,40	9,60
G7	6	2,60	1,90	0,35	0,50	0,85	2,79	16,74
G7-A	6	2,60	1,90	0,35	0,55	0,90	2,90	17,40
G8	6	2,80	2,10	0,35	0,60	0,95	3,55	21,30
G8-A	3	2,80	2,10	0,35	0,65	1,00	3,72	11,16
G9	19	2,70	2,20	0,35	0,60	0,95	3,60	68,40
G10	5	3,00	2,20	0,40	0,60	1,00	4,32	21,60
G11	2	4,70	2,50	0,50	0,80	1,30	10,08	20,16
<b>TOTAL</b>								<b>219,73</b>

Fonte: Autora (2021)

### 8.4.3 Forma de madeira

Para dar forma e garantir e o alinhamentos das sapatas é necessário utilizar formas durante a concretagem. Para isto, geralmente são utilizados tábuas e sarrafos de madeira cortados nas dimensões da base do elemento (perímetro da base x  $h_0$ ). Desconsiderando o reaproveitamento de formas na obra, a quantidade de madeira necessária para a execução de todas as sapatas do projeto foi de aproximadamente 248 m<sup>2</sup>, conforme demonstrado na Tabela 16.

Tabela 16 - Área de forma de madeira

GRUPO	QUANT.	L (m)	B (m)	h (m)	h <sub>0</sub> (m)	ÁREA DE FORMA UNIT. (m <sup>2</sup> )	ÁREA DE FORMA TOTAL (m <sup>2</sup> )
<b>G1</b>	18	0,60	0,60	0,40	0,40	0,96	17,28
<b>G2</b>	14	0,80	0,80	0,40	0,25	0,80	11,20
<b>G3</b>	7	1,00	1,00	0,50	0,25	1,00	7,00
<b>G4</b>	4	1,30	1,30	0,60	0,25	1,30	5,20
<b>G5</b>	8	2,00	1,50	0,70	0,25	1,75	14,00
<b>G5-A</b>	2	2,35	1,30	0,70	0,25	1,83	3,65
<b>G6</b>	4	2,50	1,80	0,80	0,30	2,58	10,32
<b>G6-A</b>	4	2,50	1,80	0,85	0,30	2,58	10,32
<b>G7</b>	6	2,60	1,90	0,85	0,35	3,15	18,90
<b>G7-A</b>	6	2,60	1,90	0,90	0,35	3,15	18,90
<b>G8</b>	6	2,80	2,10	0,95	0,35	3,43	20,58
<b>G8-A</b>	3	2,80	2,10	1,00	0,35	3,43	10,29
<b>G9</b>	19	2,70	2,20	0,95	0,35	3,43	65,17
<b>G10</b>	5	3,00	2,20	1,00	0,40	4,16	20,80
<b>G11</b>	2	4,70	2,50	1,30	0,50	7,20	14,40
<b>TOTAL</b>							<b>248,01</b>

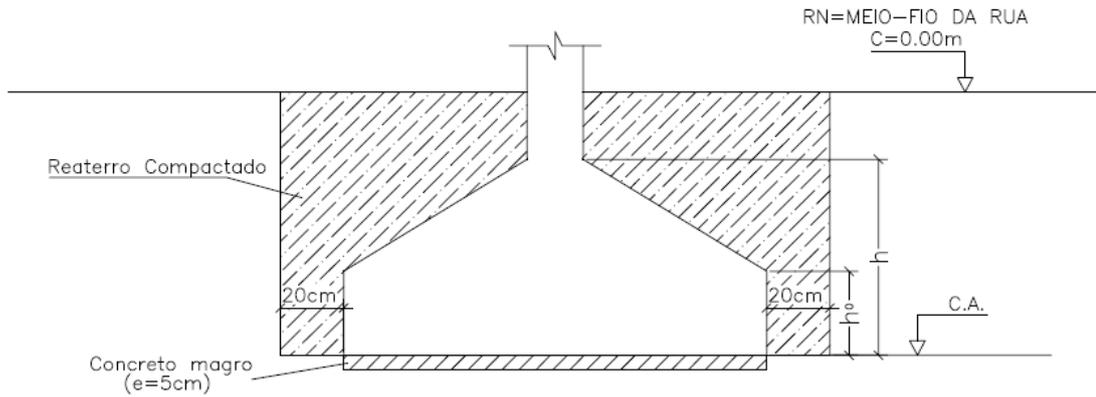
Fonte: Autora (2021)

### 8.4.4 Outros

Além do custo com os materiais (aço, concreto e forma de madeira), devem ser considerados os custos de escavação, reaterro das valas e bota-fora.

Para o cálculo do volume de escavação foi considerada uma vala com folga de 20 cm de cada lado da sapata e altura igual à cota de apoio (C.A.), conforme mostrado na Figura 34.

Figura 34 - Detalhe genérico da escavação e reaterro das sapatas



Fonte: Autora (2021)

O próprio solo escavado pode ser aproveitado para reaterrar as valas, devendo este material ser compactado. Utilizando os fatores de empolamento apresentados por Fabiani (1981) para areia (Tabela 17), foram calculados os volumes necessários de escavação (Equação 76), reaterro (Equação 79) e o excedente que deverá ser colocado no bota-fora (Equação 80).

$$V_{esc} = (B + 0,4) \cdot (L + 0,4) \cdot |C.A. | \quad (76)$$

$$V_{solto} = V_{esc (corrigido)} = V_{esc} \cdot FP_1 \quad (77)$$

$$V_{compactado} = V_{solto} \cdot FP_2 \quad (78)$$

$$V_{reaterro} = V_{compactado} - V_{sapata} \quad (79)$$

$$V_{BF} = (V_{compactado} - V_{reaterro}) \cdot FP_3 \quad (80)$$

Onde:

$FP_1$  é o fator de empolamento para transformar areia em estado natural em areia solta, igual a 1,11;

$FP_2$  é o fator de empolamento para transformar areia solta em areia compactada, igual a 0,86;

$FP_3$  é o fator de empolamento para transformar areia compactada em areia solta, igual a 1,17;

Um resumo dos volumes totais pode ser visto na Tabela 18. A tabela completa com os volumes calculados por fundação encontra-se no Anexo E.

Tabela 17 - Fator de empolamento do solo

Tipo de solo	Estado do solo	Fator de Empolamento		
		Natural	Solto	Compactado
Areia	Natural	1,00	1,11	0,95
	Solta	0,90	1,00	0,86
	Compactada	1,05	1,17	1,00
Argila	Natural	1,00	1,43	0,90
	Solta	0,70	1,00	0,63
	Compactada	1,11	1,59	1,00
<b>Estado do solo</b>		<b>Natural</b>	<b>Solto</b>	<b>Compactado</b>

Fonte: Fabiani (1981)

Tabela 18 - Resumo de volumes de escavação, reaterro e bota-fora

FUNDAÇÃO		SOLO	
VOL. (M <sup>3</sup> )	ESCAVAÇÃO (m <sup>3</sup> )	REATERRO (m <sup>3</sup> )	BOTA-FORA (m <sup>3</sup> )
219,73	893,13	770,48	257,13

Fonte: Autora (2021)

#### 8.4.5 Tempo estimado de execução

Com base na experiência de construtores da cidade de Maceió, estimou-se uma média de execução de aproximadamente 3,0 m<sup>3</sup> de sapata por dia, com uma equipe composta de 1 carpinteiro, 2 ajudantes e 1 armador. No caso deste estudo, o volume total de sapatas é de aproximadamente 220 m<sup>3</sup>, resultando em um tempo estimado de execução de 2,5 meses.

## **9 SOLUÇÃO EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA**

### **9.1 Análise Preliminar**

Uma forma de definir um diâmetro inicial para as estacas é determinar o tamanho médio dos blocos de coroamento para se estimar a viabilidade da construção. Considerando que variação de carga dos pilares da projeção do edifício é de 62 a 540 tf conforme a Tabela 8, a carga média é de aproximadamente 300 tf.

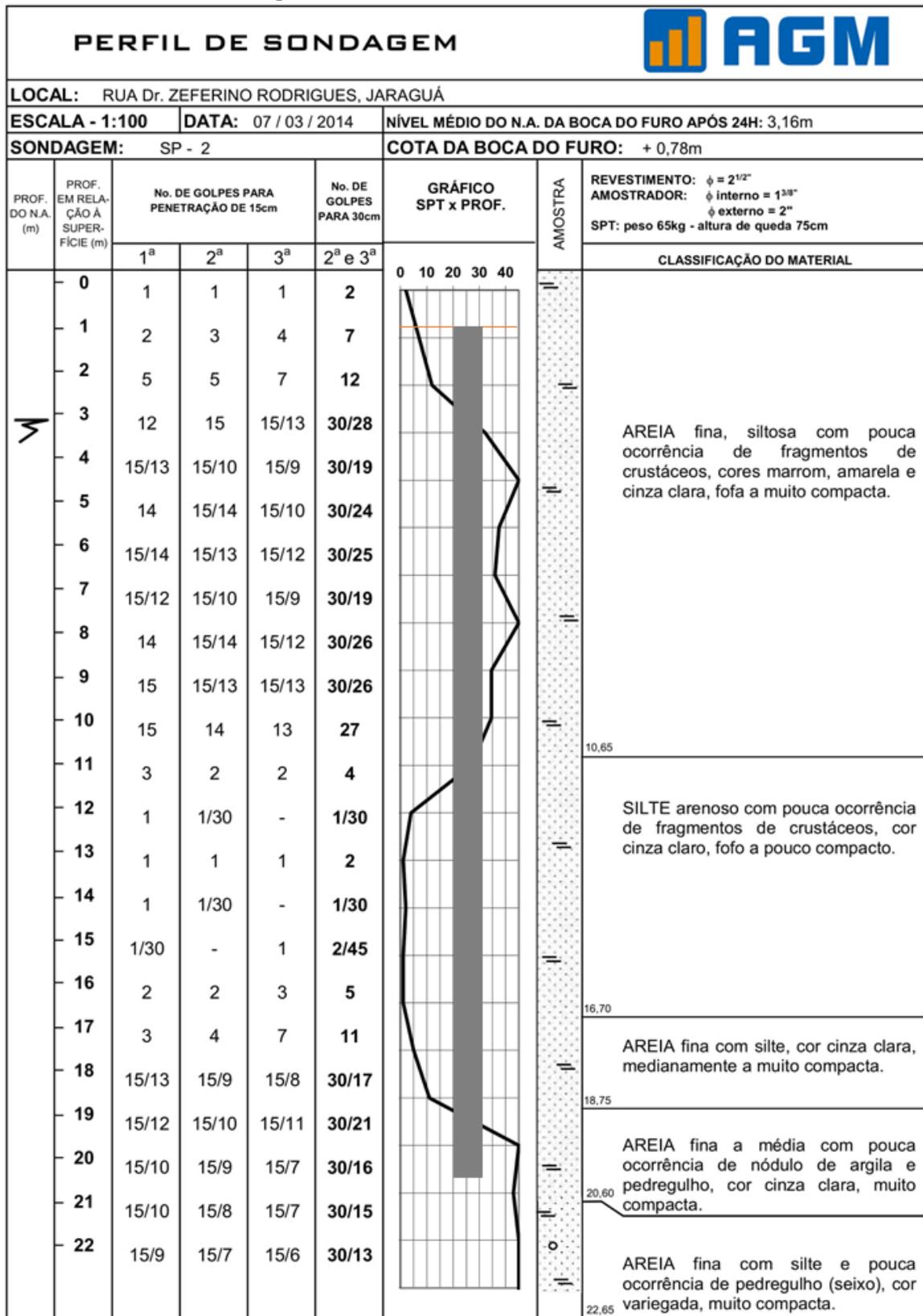
Para estacas de Ø400 mm, em geral, adota-se uma carga máxima admissível de 75 tf e para estacas de Ø500 mm, uma carga de 120 tf. Considerando a carga média dos pilares calculada e desconsiderando a carga absorvida pelos blocos de coroamento, seriam necessárias 4 estacas de Ø400 mm ou 3 de Ø500 mm para fundação. Considerando agora a carga máxima solicitante (540 tf), seria necessário um bloco de 8 estacas de Ø400 mm ou um bloco de 5 estacas de Ø500 mm. Ou seja, utilizando estacas de Ø400 mm, seriam utilizados blocos de 1 a 8 estacas, enquanto que ao utilizar estacas de Ø500 mm o maior bloco necessário seria para 5 estacas.

A quantidade de estacas por bloco influencia na dimensão do bloco uma vez que a distância entre as estacas deve ser de no mínimo três vezes o diâmetro da estaca e, conseqüentemente, no volume de concreto necessário. Dessa forma, quanto maior for a quantidade de estacas necessárias para absorver a carga de um pilar, maior o bloco de coroamento e maior o custo da fundação. Portanto, com base na análise feita, serão utilizadas neste estudo estacas de Ø500 mm de diâmetro.

### **9.2 Capacidade de Carga**

Levando-se em consideração a queda abrupta de resistência do solo entre 11,0 e 16,0 m e que antes dessa queda de resistência a profundidade seria insuficiente para assentar a ponta das estacas, adotou-se estacas com comprimento de 19,00 m (comprimento de cálculo igual a 18,00 m) conforme mostrado na Figura 35.

Figura 35 - Cota de assentamento das estacas



Fonte: Adaptado de AGM Geotécnica (2014)

Pelo Método de Décourt-Quaresma (Equações 61 a 64), considerando estacas de diâmetro ( $\emptyset$ ) de 500 mm e limitando o  $N_{SPT}$  máximo igual a 30, a resistência lateral é dada por:

$$N_L = \frac{12+30+30+30+30+30+30+30+27+4+0+0+0+0+5+11}{16} = 16,81 \text{ golpes} \quad (81)$$

$$r_L = 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) = 10 \cdot \left( \frac{16,81}{3} + 1 \right) = 66,03 \text{ kPa} \quad (82)$$

$$A_L = \pi \cdot d \cdot L = \pi \cdot 0,5 \cdot 18 = 28,27 \text{ m}^2 \quad (83)$$

$$R_L = A_L \cdot r_L = 28,27 \cdot 66,03 = 1866,95 \text{ kN} \quad (84)$$

De acordo com a Figura 35, a ponta da estaca está apoiada em areia fina com silte. Dessa forma, por se tratar de uma areia fina e que não é pura, foi utilizado coeficiente característico do solo (C) igual a 300 kPa. A resistência da ponta é dada por:

$$N_p = \frac{30+30+30}{3} = 30 \text{ golpes} \quad (85)$$

$$r_p = 300 \cdot 30 = 9000 \text{ kPa} \quad (86)$$

$$A_p = \pi \cdot \frac{d^2}{4} = \pi \cdot \frac{0,5^2}{4} = 0,196 \text{ m}^2 \quad (87)$$

$$R_p = A_p \cdot r_p = 9000 \cdot 0,196 = 1764 \text{ kN} \quad (88)$$

Para estaca hélice contínua, os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  são iguais a 0,3 e 1,0, respectivamente. A capacidade de carga das estacas calculada foi de:

$$R = \alpha \cdot R_p + \beta \cdot R_L = 0,3 \cdot 1764 + 1,0 \cdot 1866,95 = 529,2 + 1866,95 = 2396,15 \text{ kN} \quad (89)$$

Utilizando os coeficientes de segurança parciais adotados pelo Método de Décourt-Quaresma, a carga admissível da estaca é dada por:

$$\bar{R} = \frac{\alpha \cdot R_p}{4,0} + \frac{\beta \cdot R_L}{1,3} = \frac{529,2}{4,0} + \frac{1866,95}{1,3} = 132,3 + 1436,12 = 1568,42 \text{ kPa} \approx 156,42 \text{ tf} \quad (90)$$

Na prática, não são utilizados exatamente os valores de capacidade de carga calculados pelos métodos semiempíricos. Um fator limitante na determinação da carga admissível é a tensão atuante na seção transversal da fundação, que influencia no comprimento útil e na taxa de aço necessário para armar a estaca e, conseqüentemente, no custo final da solução geotécnica. Em geral, busca-se adotar um valor que não ultrapasse a tensão máxima

estabelecida pela tabela 4 da norma NBR 6122 (Figura 26), de forma a utilizar o comprimento e a taxa de armadura mínima.

Nas fundações moldadas in loco, por conta do processo executivo, o diâmetro executado sempre resulta maior que o determinado. Considerando para efeitos de cálculo um diâmetro de 51 cm (acréscimo de 0,5 cm de cada lado da estaca) devido à perfuração das estacas, foi adotada uma capacidade de carga para as estacas de Ø500 mm de 120 tf, resultando em uma tensão de compressão atuante na seção transversal de 5,9 MPa, menor do que a tensão limite de 6,0 MPa estabelecida pela norma, conforme a Equação 91.

$$\sigma_{at} = \frac{\bar{R}}{A_p} = \frac{120}{0,204} = 587,4 \frac{tf}{m^2} \approx 5,9 MPa < \sigma_{adm} = 6,0 MPa \quad (91)$$

A quantidade de estacas por pilar foi determinada a partir da divisão da carga total solicitante do pilar pela capacidade de carga de 1 estaca, desconsiderando a parcela de carga que é absorvida pelos blocos de coroamento, resultando em 160 estacas.

Os pilares periféricos, como visto na Tabela 9, possuem solicitações que variam de 1,0 a 37,0 tf, valores consideravelmente inferiores à capacidade de carga de apenas 1 estaca. Nesta situação, 3 opções foram estudadas: a) Desconsiderar deste estudo os pilares periféricos; b) Adotar como fundação dos pilares blocos com 1 estaca; c) Adotar fundação direta nos pilares com até 40,0 tf. Visto que os pilares periféricos correspondem a aproximadamente 36% de todos os pilares do prédio, a desconsideração dessas estruturas traria prejuízo ao estudo comparativo proposto neste trabalho. Por outro lado, adotar blocos com 1 estaca como fundação de pilares com cargas tão pequenas tornaria sua execução inviável. Desse modo, apesar de se tratar de um estudo comparativo entre projetos geotécnicos em fundação rasa e profunda, foram adotadas fundações em sapatas para os pilares com cargas até 40,0 tf, semelhante ao que é feito na prática. Para esses pilares foram utilizadas as sapatas dimensionadas na solução geotécnica adotada no empreendimento.

A quantidade de estacas por pilar pode ser vista na Tabela 19 e a planta de locação das fundações encontra-se no Anexo F.

Tabela 19 - Quantidade de estacas por pilar

Pilar	Carga Total (tf)	QUANT.	Pilar	Carga Total (tf)	QUANT.
P1	120,0	1	P36	288,4	3
P2	169,6	2	P37	138,3	2
P3	177,0	2	P38	255,4	3
P4	102,1	1	P39	520,8	5
P5	102,7	1	P40	539,5	5
P6	180,0	2	P41	227,2	2
P7	170,3	2	P42	218,7	2
P8	97,4	1	P43	163,7	2
P9	63,4	1	P44	197,5	2
P10	62,8	1	P45	286,6	3
P11	200,0	2	P46	196,6	2
P12	248,4	3	P47	197,5	2
P13	259,9	3	P48	246,3	3
P14	260,7	3	P49	293,7	3
P15	256,3	3	P50	205,0	2
P16	268,2	3	P51	248,4	3
P17	255,0	3	P52	259,3	3
P18	200,1	2	P53	271,3	3
P19	248,7	3	P54	262,2	3
P20	167,0	2	P55	268,5	3
P21	198,4	2	P56	260,6	3
P22	287,5	3	P57	217,8	2
P23	244,0	3	P58	254,0	3
P24	258,1	3	P59	172,9	2
P25	265,0	3	P60	119,7	1
P26	240,4	3	P61	179,0	2
P27	241,6	3	P62	181,7	2
P28	282,8	3	P63	102,1	1
P29	259,8	3	P64	113,9	1
P30	232,2	2	P65	184,4	2
P31	218,7	2	P66	185,9	2
P32	163,7	2	P67	108,9	1
P33	273,5	3	P68	68,4	1
P34	232,4	2	P69	62,5	1
P35	133,3	2	<b>TOTAL</b>		<b>160</b>

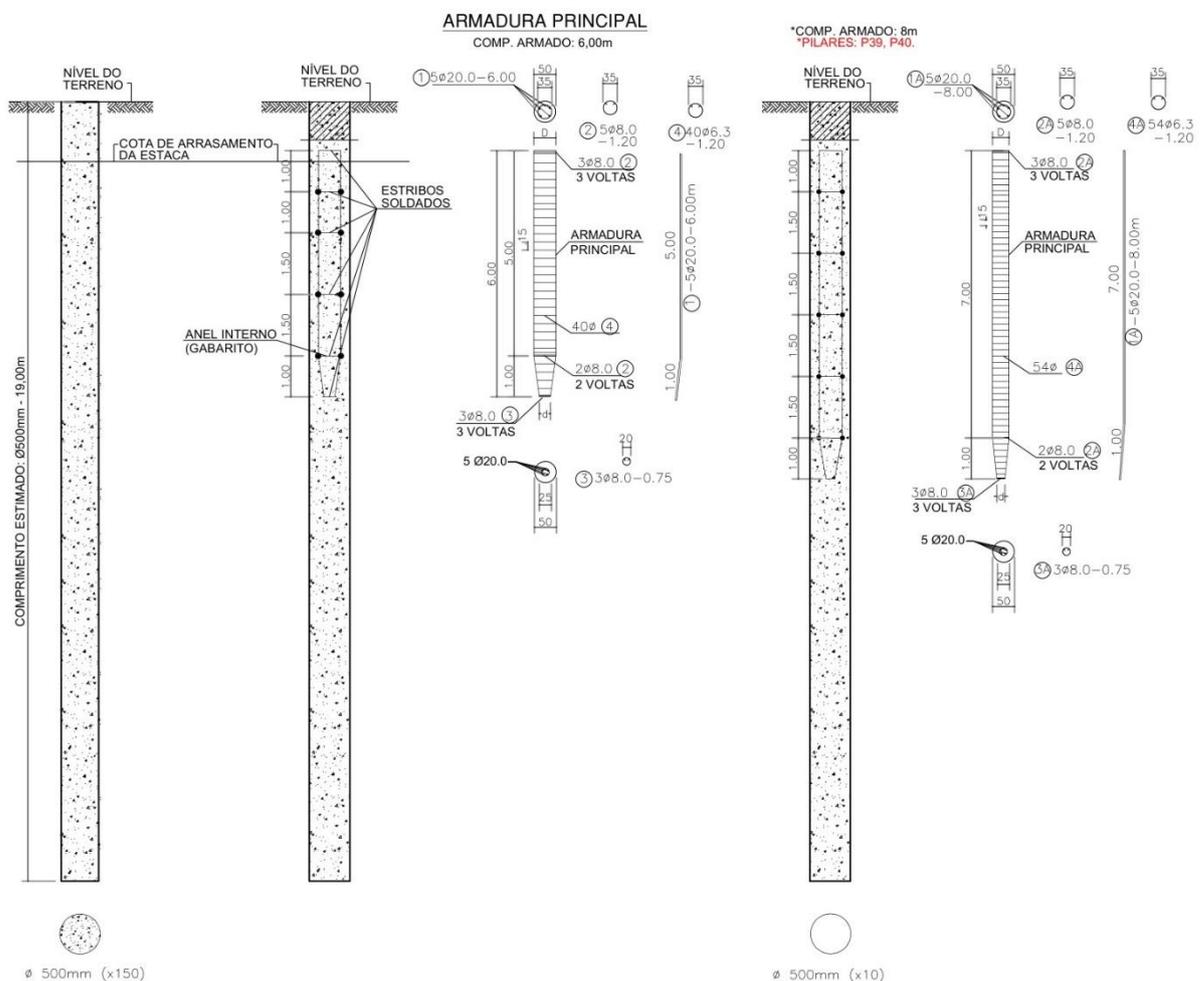
Fonte: Autora (2021)

### 9.3 Dimensionamento Estrutural das Estacas

As estacas devem ser armadas além da armadura mínima quando a tensão atuante for maior do que a tensão admissível que, no caso da estaca hélice contínua, é de 6,0 MPa. Como visto no item anterior, as estacas foram idealizadas para que a tensão atuante seja menor do que a tensão limite e, portanto, podem ser utilizadas as armaduras mínimas estabelecidas em norma: 4,0 m de comprimento útil e 0,4% de taxa de armadura. Apesar disso, levando em consideração questões construtivas como o arrasamento das estacas, principalmente nas estacas dos blocos do poço do elevador, foram adotadas armaduras com 6,0 m e, no caso das estacas do poço do elevador (pilares P39 e P40), 8,0 m de comprimento útil.

Em relação à armadura de compressão ( $A_s'$ ), foram adotados  $5\text{Ø}20$ , que corresponde a  $15,75\text{ cm}^2$ , maior que a armadura mínima calculada pela Equação 71 de  $7,85\text{ cm}^2$ . O detalhe geral das estacas utilizadas pode ser visto na Figura 36.

Figura 36 - Detalhe padrão das estacas



ESCALA LIVRE

## 9.4 Dimensionamento Estrutural dos Blocos de Coroamento

Os blocos de coroamento foram dimensionados pelo Método das Bielas de acordo com o tópico 5.1. As dimensões dos blocos foram adotadas com base em valores padrões usualmente utilizados e que estão de acordo com as equações e verificações do método. O detalhamento da forma e armação dos blocos pode ser visto no Anexo H.

## 9.5 Quantitativos

### 9.5.1 Aço

Nesta solução foram utilizados três tipos de fundações: as sapatas, as estacas e os blocos de coroamento. A quantidade total de aço necessário para este projeto foi calculada pela soma dos quantitativos de cada tipo de fundação utilizada, conforme mostrado na Tabela 20.

Tabela 20 - Consumo total de aço da solução em estaca hélice contínua

<b>SAPATAS</b>				
<b>AÇO</b>	<b>Ø (mm)</b>	<b>MASSA LINEAR (kg/m)</b>	<b>COMP. TOTAL (m)</b>	<b>MASSA (kg)</b>
<b>CA-50</b>	8	0,4	113,7	45,5
	6.3	0,25	352,1	88,0
<b>TOTAL</b>				<b>133,5</b>
<b>BLOCOS DE COROAMENTO</b>				
<b>AÇO</b>	<b>Ø (mm)</b>	<b>MASSA LINEAR (kg/m)</b>	<b>COMP. TOTAL (m)</b>	<b>PESO (kg)</b>
<b>CA-50</b>	25	4	3019,8	12079,2
	12.5	1	583,2	583,2
	10	0,63	5346,6	3368,4
	8	0,4	1852,2	740,9
	6.3	0,25	1312,7	328,2
<b>TOTAL</b>				<b>17099,8</b>
<b>ESTACAS</b>				
<b>AÇO</b>	<b>Ø (mm)</b>	<b>MASSA LINEAR (kg/m)</b>	<b>COMP. TOTAL (m)</b>	<b>PESO (kg)</b>
<b>CA-50</b>	25	4	4900,0	12250,0
	8	0,4	1320,0	528,0
	6.3	0,25	7848,0	1962,0
<b>TOTAL</b>				<b>14740,0</b>

<b>RESUMO GERAL</b>				
<b>AÇO</b>	<b>Ø (mm)</b>	<b>MASSA LINEAR (kg/m)</b>	<b>COMP. TOTAL (m)</b>	<b>PESO (kg)</b>
	25	4	3019,8	12079,2
	12.5	1	4900,0	12250,0
<b>CA-50</b>	10	0,63	583,2	583,2
	8	0,4	5346,6	3368,4
	6.3	0,25	3285,8	1314,3
<b>TOTAL GERAL</b>				<b>31973,3</b>

Fonte: Autora (2021)

### 9.5.2 Concreto

Para contabilizar o volume total de concreto desta solução foram somados os volumes necessários para concretar as sapatas, as estacas e os blocos de coroamento. O volume total necessário de concreto pode ser visto na Tabela 21.

Tabela 21 - Consumo de concreto da solução em estaca hélice contínua

<b>SAPATAS</b>							
<b>GRUPO</b>	<b>QUANT.</b>	<b>L (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>h0 (m)</b>	<b>Vol. Unit (m³)</b>	<b>Vol. Total (m³)</b>
G1	18	0,6	0,6	0,4	0,4	0,144	2,592
G2	14	0,8	0,8	0,4	0,25	0,21	2,94
G3	7	1	1	0,5	0,25	0,32	2,24
<b>TOTAL</b>							<b>7,77</b>
<b>BLOCOS DE COROAMENTO</b>							
<b>BLOCO</b>	<b>QUANT.</b>	<b>A (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>Área (m²)</b>	<b>h (m)</b>	<b>Vol. Unit (m³)</b>	<b>Vol. Total (m³)</b>
P/1 estaca	12	0,7	0,7	0,49	0,7	0,34	4,12
P/2 estacas	27	0,8	2,2	1,76	0,8	1,41	38,02
P/3 estacas triangular	28	-	-	2,64	1,1	2,90	81,31
P/5 estacas	2	2,85	2,85	8,1225	1,4	11,37	22,74
<b>TOTAL</b>							<b>146,19</b>
<b>ESTACAS</b>							
<b>TIPO</b>	<b>QUANT.</b>	<b>Ø (m)</b>		<b>L (m)</b>	<b>Vol. Unit (m³)</b>	<b>Vol. Total (m³)</b>	
<b>Hélice Contínua</b>	145	0,4		21,0	3,43*	<b>775,97</b>	
<b>*Volume considerando sobreconsumo de 30%</b>							
<b>TOTAL GERAL</b>						<b>929,93</b>	

Fonte: Autora (2021)

### 9.5.3 Forma de madeira

Apesar de não ser necessário formas de madeira na execução das estacas, a solução alternativa contém blocos de coroamento e sapatas que precisam de formas. A quantidade total de madeira necessária para esta solução pode ser vista na Tabela 22.

Tabela 22 - Quantitativo de madeira para a solução em estaca hélice contínua

<b>BLOCOS DE COROAMENTO</b>					
<b>BLOCO</b>	<b>QUANT.</b>	<b>Perímetro (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>Área. Unit (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Área Total (m<sup>2</sup>)</b>
P/1 estaca	12	2,8	0,7	1,96	23,52
P/2 estacas	27	6	0,8	4,80	129,60
P/3 estacas triangular	28	6,58	1,1	7,24	202,66
P/5 estacas	2	11,4	1,4	15,96	31,92
<b>TOTAL</b>					<b>387,70</b>
<b>SAPATAS</b>					
<b>GRUPO</b>	<b>QUANT.</b>	<b>Perímetro (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>Área. Unit (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Área Total (m<sup>2</sup>)</b>
G1	18	2,4	0,4	0,96	17,28
G2	14	3,2	0,25	0,80	11,20
G3	7	4	0,25	1,00	7,00
<b>TOTAL</b>					<b>35,48</b>
<b>TOTAL GERAL</b>					<b>423,18</b>

Fonte: Autora (2021)

### 9.5.4 Tempo estimado de execução

Considerando 1 máquina trabalhando e uma produtividade média de 8 estacas por dia (valor estimado pela observação de campo), seriam necessários 20 dias úteis para executar as 160 estacas. Considerando a produtividade média utilizada para as sapatas de 3,0 m<sup>3</sup> por dia e adotando este valor também para os blocos de coroamento, seriam necessários mais 52 dias para a execução das sapatas periféricas e dos blocos de coroamento. Por fim, considerando todas as fundações existentes nesse projeto, seriam necessários aproximadamente 2,4 meses para executar e finalizar toda a fase de fundação da construção.

## 10 ANÁLISE COMPARATIVA

Após a concepção das alternativas de solução, a escolha de uma solução geotécnica depende de vários fatores, entre eles o tempo de execução, o custo global (materiais, equipamentos e mão de obra) e a experiência e familiaridade do construtor com as soluções geotécnicas disponíveis.

### 10.1 Tempo de Execução

O processo de execução das sapatas e dos blocos de coroamento é manual e envolve uma série de trabalhadores diferentes, entre eles carpinteiros, armadores e ajudantes, o que torna o processo mais demorado. No caso das estacas, o processo de perfuração e concretagem é todo mecanizado, o que garante uma produtividade elevada.

Apesar da alta produtividade devido às fundações em estaca hélice contínua, o tempo de execução das duas soluções estudadas foi parecido, 2,5 meses para a solução inteiramente em fundação rasa e 2,4 meses para a solução em fundação profunda. Isto se deve ao fato de que apesar da solução alternativa ter sido desenvolvida com o propósito de ser apenas em fundação profunda, houve a necessidade de utilizar fundações rasas, além dos blocos de coroamento que fazem parte das soluções geotécnicas em estacas. Na prática, soluções com os dois tipos de fundações são muito utilizadas.

### 10.2 Materiais

Basicamente, os materiais utilizados nas duas soluções foram concreto com fck de 30 MPa, aço CA-50 e tábuas de madeira para confecção das formas. O resumo da quantidade de cada material utilizada em cada uma das soluções pode ser visto na Tabela 23.

Tabela 23 - Comparativo de materiais

<b>Solução geotécnica</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Aço (kg)</b>	<b>Forma de madeira (m<sup>2</sup>)</b>
<b>Adotada</b>	219,73	7163,00	248,01
<b>Alternativa</b>	929,93	31973,30	423,18

Fonte: Autora (2021)

### **10.3 Custos**

Além dos custos com os materiais, devem ser contabilizados os gastos com mão-de-obra e equipamentos. Os preços unitários utilizados para cálculo do custo total foram adotados baseados nas composições e insumos do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI para Alagoas no mês de janeiro de 2021, do Orçamento de Obras de Sergipe – ORSE e em valores de mercado da cidade de Maceió. Um resumo dos custos de cada uma das soluções pode ser visto na Tabela 24.

Tabela 24 - Comparativo de custos

<b>SOLUÇÃO ADOTADA: SAPATAS DE CONCRETO ARMADO</b>							
Item	BASE	CÓDIGO	Materiais	Unid.	Quant.	Preço Unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
1	ORSE	2690	Concreto usinado bombeável (Fck=30MPa)	m <sup>3</sup>	219,73	319,84	70.278,44
2	SINAPI	43058	Aço CA-50	kg	7163,00	7,13	51.072,19
3	SINAPI	88309	Pedreiro com encargos complementares	h	108,33	18,91	2.048,46
4	SINAPI	88316	Servente com encargos complementares	h	162,60	15,30	2.487,78
5	SINAPI	96529	Formas de madeira	m <sup>2</sup>	248,01	3,37	835,79
6	SINAPI	96523	Escavação manual das valas	m <sup>3</sup>	893,13	60,25	53.811,08
7	SINAPI	93382	Reaterro de vala com compactação mecanizada	m <sup>3</sup>	770,48	20,27	15.617,63
8	ORSE	100979	Transporte de material de bota-fora	m <sup>3</sup>	257,13	3,80	977,09
						<b>TOTAL:</b>	<b>197.128,48</b>

<b>SOLUÇÃO ALTERNATIVA: ESTACAS HÉLICE-CONTÍNUA (D=500mm; L=19,00m)</b>							
Item	BASE	CÓDIGO	Materiais	Unid.	Quant.	Preço Unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
1	ORSE	2690	Concreto usinado bombeável para as estacas (Fck = 30 Mpa)	m <sup>3</sup>	775,97	319,84	248.186,24
2	ORSE	2690	Concreto usinado bombeável para as sapatas e blocos de coroamento (Fck = 30 MPa)	m <sup>3</sup>	153,96	319,84	49.242,57
3	SINAPI	43058	Aço CA-50	kg	31.973,30	7,13	227.969,63
4	SINAPI	96529	Formas de madeira	m <sup>2</sup>	423,18	3,37	1.426,12
5	SINAPI	96523	Escavação manual das valas para blocos e sapatas	m <sup>3</sup>	307,92	60,25	18.552,18
6	MERCADO	-	Mobilização equipamentos	vb	1,00	12000,00	12.000,00
7	MERCADO	-	Execução das estacas	m	3.040,00	40,00	121.600,00
						<b>TOTAL:</b>	<b>678.976,74</b>

Fonte: Autora (2021)

## 11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em geral, para edifícios com muitos pavimentos costuma-se adotar soluções geotécnicas em fundações profundas. O conhecimento geotécnico da região garante diferentes possibilidades de projeto que podem baratear os custos e oferecer a mesma viabilidade técnica das soluções usuais.

Para a solução adotada em fundação rasa foi estimado um tempo de execução de 2,5 meses e um gasto de material de aproximadamente 220 m<sup>3</sup> de concreto, 7163 kg de aço e 248 m<sup>2</sup> de tábuas de madeira para forma, resultando em um custo total de aproximadamente R\$197.130,00, sendo incluído neste valor os gastos com mão de obra para execução, escavação, aterro e transporte de material excedente.

Para a solução alternativa dimensionada, apesar do tempo de execução das fundações profundas ser curto (aproximadamente 20 dias), o tempo estimado de execução de toda a fase de fundações foi parecido, de 2,4 meses, em função principalmente da execução das fundações rasas que também foram utilizadas no projeto. Devido à quantidade e ao grande porte das fundações profundas, o quantitativo de material necessário foi elevado, sendo necessário, aproximadamente, 930 m<sup>3</sup> de concreto, 31.974 kg de aço e 423 m<sup>2</sup> de madeira para forma. Por consequência, a solução alternativa teve um custo total orçado em, aproximadamente, R\$ 678.977,00.

Neste estudo de caso, em particular, a solução adotada foi em fundação rasa. Apesar de parecer simples, principalmente após verificar os custos totais de cada uma das soluções, a escolha pela solução adotada não é óbvia. Em termos técnicos, as duas soluções são viáveis e estão de acordo com as normas. Em relação ao tempo de execução, as duas soluções apresentaram tempos semelhantes, visto que nas duas alternativas envolve a execução de fundações que exigem muito trabalho manual. A principal diferença apresentada entre as duas opções se deu em relação ao custo, onde a solução alternativa apresentou um custo de mais de 3 vezes o custo total da solução adotada.

Visto que os tempos de execução estimados foram semelhantes e analisando unicamente a questão de custos associados, a solução adotada em sapata se apresenta como melhor solução. Embora consideravelmente mais barata, esta solução não é muito usual em prédios de muitos pavimentos e gera estranheza especialmente em projetistas e construtores que não possuem familiaridade geotécnica com a área de execução. Por outro lado, a solução em estaca hélice,

apesar de largamente utilizada em todo o Brasil, possui custo de execução alto, o que pode inviabilizar economicamente a construção.

Por fim, ainda que seja de grande relevância, a escolha da melhor solução não depende apenas de análises objetivas e numéricas de quantidade de material, tempo de execução e custos, mas de um conjunto de fatores, inclusive subjetivos como a familiaridade do construtor com a técnica de fundação, que determinam o que é melhor para cada caso analisado.

## REFERÊNCIAS

ABMS. **Nelson Aoki é o convidado de 2011**. 2011. Disponível em: <https://www.abms.com.br/nelson-aoki-e-o-convidado-de-2011/#:~:text=Para%20Nelson%20Aoki%2C%20a%20engenharia,precisam%20ser%20levados%20em%20conta%E2%80%9D>. Acesso em: 30 out. 2020.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2012. 158 p.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010. 216 p.

ALVA, G. M. S. **Projeto estrutural de sapatas**: Estruturas de Concreto. Departamento de Estruturas e Construção Civil. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2007. 38 p. Notas de Aula. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 15 jan. de 201.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PANAMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, 1975. V. 1, p. 367-376

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 2 ed. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro, 2019, 108p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. 1 ed. Rio de Janeiro, 1983. 3 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro, 2020. 28 p.

BASTOS, P. S. S. **Sapatas de Fundação**. Disciplina 2133 - Estruturas de Concreto III. Bauru, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2019. 116 p. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 15 jan. 2021.

BASTOS, P. S. S. **Blocos de Fundação**. Disciplina 2133 – Estruturas de Concreto III. Bauru, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2020, 73 p. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos.pdf>>. Acesso em: 19 jan. 2021.

BORGES, A. C. **Topografia aplicada à engenharia civil**. São Paulo, Ed. Edgar Blücher Ltda, v.2. 232p. 1992.

CAMPOS, J. C de. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 544 p.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas aplicações: fundamentos**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988. 234 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 136 p.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas. In: **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 8. p. 265-327.

DECOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CBMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-53.

DELALIBERA, R. G. **Tópicos especiais em concreto armado**. 2006. 44 f. - Curso de Especialização, Unilins, São Paulo, 2006.

FABIANI, B. (1981). **Construção de Edifícios**. Notas de aula - 1ª parte. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo.

GUERRIN, A. **Tratado de Concreto Armado**. São Paulo: Hemus.

HACHICH, W. Segurança das Fundações e Escavações. In: **Fundações: Teoria e Prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 5. p. 196-210.

HIGASHI, R. A. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2006. 486p. Disponível em: <[www.tede.ufsc.br/teses/PECV0428.pdf](http://www.tede.ufsc.br/teses/PECV0428.pdf)>. Acesso em: 11 jan. 2021.

MACHADO, C.P. **Edifícios de Concreto Armado - Fundações**. São Paulo, FDTE/EPUSP, 1985.

MARANGON, M. **Geotecnia de Fundações e Obras de Terra: Capacidade de Carga de Fundações Profundas**. Notas de Aula. Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora, 2018.

MARQUES, J. A. F. **Estudos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, com Bulbos, instrumentadas em Profundidade, em Terrenos Sedimentares**. 2004. 319 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

MARQUES, A. G.; MARQUES, J. A. F. (2005). **Prática de Fundações no Estado de Alagoas**, em Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J. A.; Oliveira, J. T. R. E Maia, G. B. (2005) **Geotecnia no Nordeste**, Cap. 5, pp.247-264, Editora UFPE, 543p.

MARQUES, A. G.; MARQUES, J. A. F.; MARQUES, R. F. **Métodos de Investigação do Subsolo**. 3. ed. Maceió: EDUFAL, 2015. 70 p.

MELLO, V. F. B. **Deformações como base fundamental de escolha de fundação**. Geotecnia, SPG, nº12, fev-mar, p. 55-75, 1975.

MEYERHOF, G. G., **The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads**. In: Proceedings of Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, 1953, p. 440-445.

MORAES, M. C. **Estrutura de Fundações**. 3. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1976. 264 p.

NETO, A. D. F. N.; VARGAS, M. História das Fundações, In: **Fundações: teoria e prática**, 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 1. p. 17-50.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008. 240 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 224 p.

SKEMPTON, A. W. **The bearing capacity of clays**. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS, 1951, London. Proceedings... London, 1951. p. 180-189.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo: n. 1, p. 33-50, 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7. p. 227-264.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

VELOSSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 568 p.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. In: WINTERKORN, H. F E FANG, H. Y. (ed). Foundation Engineering Handbook, New York: Van Nostrand Reinhold, Cap. 3, p. 121-147, 1975.

**ANEXO A – PLANTA DE LOCAÇÃO E CARGA DOS PILARES**

3

---

<sup>3</sup> Arquivo .PDF disponível em:

[https://drive.google.com/file/d/19EkBh18wvcN8XnoU4cxZ7Q\\_-iIEUqz8I/view?usp=sharing](https://drive.google.com/file/d/19EkBh18wvcN8XnoU4cxZ7Q_-iIEUqz8I/view?usp=sharing)

Arquivo .DWG disponível em:

[https://drive.google.com/file/d/1iy\\_5mr5ZdOMPbZHX1Q15gXY9iP7jZo6w/view?usp=sharing](https://drive.google.com/file/d/1iy_5mr5ZdOMPbZHX1Q15gXY9iP7jZo6w/view?usp=sharing)

**ANEXO B – PLANTA DE LOCAÇÃO DAS SAPATAS**

4

---

<sup>4</sup> Arquivo .PDF disponível em:

<https://drive.google.com/file/d/1BafNR1fN1PvsYKSW1FQMCDf3IdHSo65g/view?usp=sharing>

Arquivo .DWG disponível em:

[https://drive.google.com/file/d/1ZBZ4gJxZoOb0SIsY1drjhN\\_AKk4ZTxd\\_/view?usp=sharing](https://drive.google.com/file/d/1ZBZ4gJxZoOb0SIsY1drjhN_AKk4ZTxd_/view?usp=sharing)

## ANEXO C – DIVISÃO DE PILARES POR GRUPO

GRUPO	PILAR	CARGA (tf)	GRUPO	PILAR	CARGA (tf)	GRUPO	PILAR	CARGA (tf)	
G1	P101	3,0	G3	P130	35,0	G7-A	P47	197,5	
	P102	1,0		P136	27,0	G8	P12	248,4	
	P103	7,0		P137	28,0		P17	255,0	
	P104	2,0	G4	P9	63,4		P30	232,2	
	P107	10,0		P10	62,8		P41	227,2	
	P108	14,0		P68	68,4		P51	248,4	
	P111	7,0		P69	62,5		P56	260,6	
	P112	3,0	G5	P1	120,0	G8-A	P31	218,7	
	P113	2,0		P4	102,1		P34	232,4	
	P120	14,0		P5	102,7		P42	218,7	
	P122	3,0		P8	97,4	P13	259,9		
	P124	4,0		P60	119,7	P14	260,7		
	P125	3,0		P63	102,1	P15	256,3		
	P126	5,0		P64	113,9	P16	268,2		
	P127	3,0		P67	108,9	P19	248,7		
	P128	2,0	G5-A	P35	133,3	P23	244,0		
	P131	10,0		P37	138,3	P24	258,1		
	G2	P139	12,0	G6	P20	167,0	G9	P25	265,0
		P105	17,0		P32	163,7		P26	240,4
P106		17,0	P43		163,7	P27		241,6	
P109		17,0	P59	172,9	P29	259,8			
P110		16,0	G6-A	P61	179,0	P33		273,5	
P115		22,0		P62	181,7	P38		255,4	
P116		23,0		P65	184,4	P48		246,3	
P117		18,0	G7	P66	185,9	P52		259,3	
P118		18,0		P11	200,0	P53		271,3	
P119		25,0		P18	200,1	P54		262,2	
P132		22,0		P21	198,4	P55		268,5	
P133		19,0		P44	197,5	P58		254,0	
P134		22,0		P50	205,0	P22		287,5	
P135		21,0	G7-A	P57	217,8	G10		P28	282,8
P138	22,0	P2		169,6	P36		288,4		
G3	P114	26,0		P3	177,0		P45	286,6	
	P121	37,0		P6	180,0	P49	293,7		
	P123	32,0	P7	170,3	G11	P39	520,8		
	P129	33,0	P46	196,6		P40	539,5		

**ANEXO D – PLANTA DE DETALHAMENTO DE FORMA E ARMAÇÃO DAS  
SAPATAS**



5

---

<sup>5</sup> Arquivo .PDF disponível em:

<https://drive.google.com/file/d/1DODvfgWbZDNF7h9pZVbm00i2gLy7YC8E/view?usp=sharing>

Arquivo .DWG disponível em:

<https://drive.google.com/file/d/1DODvfgWbZDNF7h9pZVbm00i2gLy7YC8E/view?usp=sharing>

**ANEXO E – VOLUMES DE ESCAVAÇÃO, REATERRO E BOTA-FORA POR FUNDAÇÃO**

<b>PILAR</b>	<b>C.A. (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>VOL. (m³)</b>	<b>ESCAVAÇÃO (m³)</b>	<b>REATERRO (m³)</b>	<b>BOTA-FORA (m³)</b>
P1	-1,7	2,0	1,5	1,33	7,24	5,58	1,56
P2	-1,7	2,6	1,9	2,90	11,10	9,43	3,39
P3	-1,7	2,6	1,9	2,90	11,10	9,43	3,39
P4	-1,7	2,0	1,5	1,33	7,24	6,70	1,56
P5	-1,7	2,0	1,5	1,33	7,24	6,70	1,56
P6	-1,7	2,6	1,9	2,90	11,10	9,43	3,39
P7	-1,7	2,6	1,9	2,90	11,10	9,43	3,39
P8	-1,7	2,0	1,5	1,33	7,24	6,70	1,56
P9	-1,7	1,3	1,3	0,71	4,45	4,23	0,83
P10	-1,7	1,3	1,3	0,71	4,45	4,23	0,83
P11	-1,7	2,6	1,9	2,79	11,10	9,54	3,26
P12	-1,7	2,8	2,1	3,55	12,92	10,79	4,15
P13	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P14	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P15	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P16	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P17	-1,7	2,8	2,1	3,55	12,92	10,79	4,15
P18	-1,7	2,6	1,9	2,79	11,10	9,54	3,26
P19	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P20	-1,7	2,5	1,8	2,33	10,25	9,04	2,73
P21	-1,7	2,6	1,9	2,79	11,10	9,54	3,26
P22	-1,7	3,0	2,2	4,32	14,32	11,58	5,05
P23	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P24	-2,2	2,7	2,2	3,60	16,82	15,07	4,21
P25	-2,2	2,7	2,2	3,60	16,82	15,07	4,21
P26	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P27	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P28	-1,7	3,0	2,2	4,32	14,32	11,58	5,05
P29	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P30	-1,7	2,8	2,1	3,55	12,92	10,79	4,15
P31	-1,7	2,8	2,1	3,72	12,92	10,62	4,35
P32	-1,7	2,5	1,8	2,33	10,25	9,04	2,73
P33	-2,6	2,7	2,2	3,60	19,87	18,46	4,21
P34	-2,6	2,8	2,1	3,72	19,76	18,21	4,35
P35	-1,7	2,35	1,3	1,40	7,49	6,91	1,64
P36	-1,7	3,0	2,2	4,32	14,32	11,58	5,05
P37	-1,7	2,35	1,3	1,40	7,49	6,91	1,64
P38	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P39	-2,8	4,7	2,5	10,08	40,11	34,45	11,79
P40	-2,8	4,7	2,5	10,08	40,11	34,45	11,79
P41	-1,7	2,8	2,1	3,55	12,92	10,79	4,15
P42	-1,7	2,8	2,1	3,72	12,92	10,62	4,35
P43	-1,7	2,5	1,8	2,33	10,25	9,04	2,73
P44	-1,7	2,6	1,9	2,79	11,10	9,54	3,26
P45	-1,7	3,0	2,2	4,32	14,32	11,58	5,05

P46	-2,4	2,6	1,9	2,90	15,68	14,50	3,39
P47	-2,4	2,6	1,9	2,90	15,68	14,50	3,39
P48	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P49	-1,7	3,0	2,2	4,32	14,32	11,58	5,05
P50	-1,7	2,6	1,9	2,79	11,10	9,54	3,26
P51	-1,7	2,8	2,1	3,55	12,92	10,79	4,15
P52	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P53	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P54	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P55	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P56	-1,7	2,8	2,1	3,55	12,92	10,79	4,15
P57	-1,7	2,6	1,9	2,90	11,10	9,43	3,39
P58	-1,7	2,7	2,2	3,60	12,99	10,82	4,21
P59	-1,7	2,5	1,8	2,33	10,25	9,04	2,73
P60	-1,7	2,0	1,5	1,33	7,24	6,70	1,56
P61	-1,7	2,5	1,8	2,40	10,25	8,97	2,81
P62	-1,7	2,5	1,8	2,40	10,25	8,97	2,81
P63	-1,7	2,0	1,5	1,33	7,24	6,70	1,56
P64	-1,7	2,0	1,5	1,33	7,24	6,70	1,56
P65	-1,7	2,5	1,8	2,40	10,25	8,97	2,81
P66	-1,7	2,5	1,8	2,40	10,25	8,97	2,81
P67	-1,7	2,0	1,5	1,33	7,24	6,70	1,56
P68	-1,7	1,3	1,3	0,71	4,45	4,23	0,83
P69	-1,7	1,3	1,3	0,71	4,45	4,23	0,83
P101	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P102	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P103	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P104	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P105	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P106	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P107	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P108	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P109	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P110	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P111	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P112	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P113	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P114	-1,0	1,00	1,00	0,32	1,74	1,61	0,37
P115	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P116	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P117	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P118	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P119	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
P120	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P121	-1,0	1,00	1,00	0,32	1,74	1,61	0,37
P122	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P123	-1,0	1,00	1,00	0,32	1,74	1,61	0,37
P124	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P125	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
P126	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16

<b>P127</b>	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
<b>P128</b>	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
<b>P129</b>	-1,0	1,00	1,00	0,32	1,74	1,61	0,37
<b>P130</b>	-1,0	1,00	1,00	0,32	1,74	1,61	0,37
<b>P131</b>	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
<b>P132</b>	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
<b>P133</b>	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
<b>P134</b>	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
<b>P135</b>	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
<b>P136</b>	-1,0	1,00	1,00	0,32	1,74	1,61	0,37
<b>P137</b>	-1,0	1,00	1,00	0,32	1,74	1,61	0,37
<b>P138</b>	-1,0	0,8	0,8	0,21	1,25	1,18	0,25
<b>P139</b>	-0,8	0,6	0,6	0,14	0,67	0,61	0,16
<b>TOTAL</b>				<b>219,77</b>	<b>893,13</b>	<b>770,48</b>	<b>257,13</b>

## ANEXO F – PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS



6

---

<sup>6</sup> Arquivo .PDF disponível em:

[https://drive.google.com/file/d/1\\_c-r3ESro0iOw4h5lhJBB7HsU78w5Mbd/view?usp=sharing](https://drive.google.com/file/d/1_c-r3ESro0iOw4h5lhJBB7HsU78w5Mbd/view?usp=sharing)

Arquivo .DWG disponível em:

<https://drive.google.com/file/d/11CkIhp5sPXmAubrX4GUV-32gTQnJr-wb/view?usp=sharing>

**ANEXO G – PLANTA DE FORMA E ARAMAÇÃO DOS BLOCOS**

7

---

<sup>7</sup> Arquivo .PDF disponível em:

[https://drive.google.com/file/d/1T5ERbadbm7hI200M0CF\\_J7SEMOIRc1bE/view?usp=sharing](https://drive.google.com/file/d/1T5ERbadbm7hI200M0CF_J7SEMOIRc1bE/view?usp=sharing)

Arquivo .DWG disponível em:

<https://drive.google.com/file/d/19biYpsCZn5E7FEAyUJ3Fvion5TkfuDTO/view?usp=sharing>