

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CAMPUS DO SERTÃO  
ENGENHARIA CIVIL

VITOR BRUNO SANTOS PEREIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O RECALQUE DE FUNDAÇÕES RASAS  
E PROFUNDAS EM EDIFÍCIO ASSENTADO SOBRE SOLO MOLE**

Delmiro Gouveia

2018

VITOR BRUNO SANTOS PEREIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O RECALQUE DE FUNDAÇÕES RASAS  
E PROFUNDAS EM EDIFÍCIO ASSENTADO SOBRE SOLO MOLE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rafaela Faciola Coelho de Souza

Delmiro Gouveia

2018

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca do Campus Sertão**  
**Sede Delmiro Gouveia**

Bibliotecária responsável: Larissa Carla dos Prazeres Leobino – CRB-4 2169

P436a Pereira, Vitor Bruno Santos

Análise comparativa entre o recalque de fundações rasas e profundas em edifício assentado sobre solo mole / Vitor Bruno Santos Pereira. – 2018.

81 f. : il.

Orientação: Profa. Dra. Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira.  
Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2018.

1. Engenharia civil. 2. Fundações rasas. 3. Fundações profundas .  
I. Título.

CDU: 624.15

## Folha de Aprovação

VITOR BRUNO SANTOS PEREIRA

### ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O RECALQUE DE FUNDAÇÕES RASAS E PROFUNDAS EM EDIFÍCIO ASSENTADO SOBRE SOLO MOLE

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão e aprovado em \_\_\_ de agosto de 2018.

*Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira*

Prof. Dr. Rafaela Faciola Coelho de Souza, UFAL – Campus do Sertão (Orientadora)

#### Banca Examinadora:

*Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira*

Prof.<sup>a</sup>. Dr.<sup>a</sup>. Rafaela Faciola Coelho de Souza, UFAL – CECA (Orientadora)

*Karlisson André Nunes da Silva*

Prof. MSc. Karlisson André Nunes da Silva, UFAL – Campus do Sertão (Avaliador)

*Victor Bezerra Falcão*

Prof. MSc. Victor Bezerra Falcão, UFAL – Campus do Sertão (Avaliador)

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, primeiramente, a Deus pois é devido à vontade Dele que foi possível a realização deste trabalho.

Aos meus pais Ana Paula do Santos Oliveira e George Pereira dos Santos e, a minha irmã, Vitória Emanuelle Santos Pereira, por todo o amor, dedicação e apoio incondicional durante a minha trajetória em toda vida.

À toda minha família, que sempre me deu forças e suporte para seguir em frente durante todos esses anos.

Ao Programa de Educação Tutorial PET Engenharias e todos seus integrantes, que sempre pude contar como ponto de apoio durante toda a graduação.

Aos professores Vinícius Costa Correia, pela ajuda para o desenvolvimento do presente trabalho e, ao tutor do PET Engenharias, Antonio Pedro de Oliveira Netto pelas suas orientações ao longo de praticamente toda a graduação.

À minha namorada Iva Emanuely Pereira Lima, por todo o apoio e ajuda para a realização desse trabalho e outros tantos durante a graduação.

E, agradeço em especial, a minha orientadora Rafaela Faciola Coelho de Souza, por todo o apoio, orientações, ensinamentos transmitidos e dedicação para que este trabalho pudesse ser realizado.

## RESUMO

A elaboração dos projetos de fundações deve ser realizada de forma a garantir que esses elementos suportem, com segurança, as solicitações da superestrutura e, não apresentem deslocamentos excessivos que possam causar danos estruturais à obra. Para a elaboração desses projetos, existem diversos tipos de fundações que, a depender do caso, algumas são mais indicadas do que outras e, para poder identificar qual fundação utilizar é necessário analisar diversos aspectos fundamentais. Um dos principais fatores que devem ser analisados é a ocorrência de solo mole no local da obra, uma vez que, havendo esse tipo de solo se faz necessário a utilização de fundações específicas para esse terreno, isso com a finalidade de se evitar valores excessivos de recalque das estruturas, grande problema ocasionado pelos solos moles. Neste sentido, o presente trabalho apresenta a comparação do recalque para dois tipos de fundações que podem ser alternativas aplicáveis ao caso em estudo, sapatas apoiadas em estacas de argamassa e estacas pré-moldadas de concreto. A obra apresenta um cenário cujo perfil de solo mostrou baixa capacidade de carga na profundidade equivalente entre 0 e 2 metros da superfície e, também, entre 7 e 15 metros da superfície do terreno, em geral, sendo caracterizado como um solo mole. O estudo apontou que as sapatas apoiadas em estacas, para o perfil de terreno analisado, apresentaram valores de recalque, na maioria dos casos, inferiores aos valores dos recalques obtidos pelas fundações profundas. Além disso, também foi possível observar que ambos os valores dos recalques calculados, se apresentavam dentro dos padrões de segurança, com isso, pela questão econômica e outros fatores, o trabalho concluiu que as fundações do tipo sapata apoiadas em estacas foi a solução mais viável para o caso em questão.

**Palavras-chave:** Fundações Rasas; Deformação do solo; Fundações Profundas; Solo de Baixa Resistência.

## **ABSTRACT**

The design of foundations projects must be carried out in such a way as to ensure that these elements safely support the superstructure requests and do not present excessive displacements that may cause structural damage to the work. For the preparation of these projects, there are several types of foundations that, depending on the case, some are more indicated than others, and in order to identify which foundation to use it is necessary to analyze several fundamental aspects. One of the main factors that must be analyzed is the occurrence of soft ground at the site, since, if this type of soil requires the use of specific foundations for this terrain, in order to avoid excessive values of repression of structures, a major problem caused by soft soils. In this sense, the present work presents the comparison of the repression for two types of foundations that can be alternatives applicable to the case under study, shoes supported on mortar piles and deep precast piles. The work presents a scenario whose soil profile showed low load capacity in the equivalent depth between 0 and 2 meters of the surface and, also, between 7 and 15 meters of the surface of the terrain, in general, being characterized as a mole soil. The study pointed out that the shoes supported on cuttings, for the analyzed terrain profile, presented values of repression, in most cases, inferior to the values of the settlements obtained by the deep foundations. In addition, it was also possible to observe that both values of the recalculations calculated were within the safety standards, due to the economic issue, the work concluded that shoe-type foundations supported on piles was the most viable solution for the case in question.

**Keywords:** Foundations; Soil deformation; Deep Foundations; Low Resistance Soil.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Seção esquemática do ensaio SPT .....	19
Figura 2: Fundações superficiais: Bloco (a); Sapata (b); Radier (c) .....	23
Figura 3: Vista superior e lateral de uma sapata, respectivamente .....	23
Figura 4: Representação das sapatas apoiadas em estacas .....	24
Figura 5: Método executivo de uma estaca pré-moldada .....	27
Figura 6a: Tipos padronizados para disposição de 2 estacas .....	28
Figura 6b: Tipos padronizados para disposição de 3 estacas .....	29
Figura 6c: Tipos padronizados para disposição de 4 estacas .....	29
Figura 6d: Tipos padronizados para disposição de 5 estacas .....	29
Figura 6e: Tipos padronizados para disposição de 6 estacas .....	30
Figura 6f: Tipos padronizados para disposição de 7 estacas .....	30
Figura 6g: Tipos padronizados para disposição de 8 estacas .....	30
Figura 7: Distância “d” entre blocos vizinhos .....	31
Figura 8: Distribuição das estacas conforme dimensão do pilar .....	31
Figura 9: Blocos de coroamento com mais de um pilar .....	32
Figura 10: Travamento para blocos com 1 e 2 estacas .....	32
Figura 11: Modelo de sentido positivo para os momentos positivos .....	33
Figura 12: Algumas características do problema analisado .....	40
Figura 13: Ábaco para a obtenção do coeficiente $I_0$ .....	40
Figura 14: Ábaco para a obtenção do coeficiente $R_k$ .....	41
Figura 15: Ábaco para a obtenção do coeficiente $R_h$ .....	42
Figura 16: Ábaco para a obtenção do coeficiente $R_v$ .....	42
Figura 17: Ábaco para a obtenção do coeficiente $R_b$ .....	43
Figura 18: Mapa de Sergipe, indicando a cidade de Aracaju .....	46
Figura 19: Planta de locação dos pilares .....	47
Figura 20: Locação dos furos de sondagem .....	49
Figura 21: Locação das sapatas .....	51

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Coeficientes $k$ e $\alpha$ .....	36
Quadro 2: Coeficientes $F_1$ e $F_2$ .....	36
Quadro 3: Dimensões e cargas atuantes nos pilares .....	48
Quadro 4: Características estruturais das sapatas apoiadas em estacas de argamassa ..	53
Quadro 5: Características estruturais das estacas escolhidas .....	54
Quadro 6: Dimensionamento das fundações profundas .....	55
Quadro 7: Cargas atuantes e capacidades de carga das estacas .....	56
Quadro 8: Determinação do comprimento da estaca do pilar P46 .....	57
Quadro 9: Características dos perfis de sondagem .....	59
Quadro 10: Valores encontrados para os fatores de correção .....	60
Quadro 11: Valores encontrados para os recalques das sapatas .....	61
Quadro 12: Características do solo em cada estaca .....	62
Quadro 13: Valores dos fatores de correção para as fundações profundas .....	63
Quadro 14: Valores encontrados para os recalques das estacas .....	65
Quadro 15: Comparativo entre os recalques obtidos .....	66

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1: Tipos de estacas de acordo com o seu método de execução .....	26
---	----

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO .....	13
1.1.	Justificativa do trabalho .....	14
1.2.	Problema da Pesquisa .....	15
1.3.	Objetivos do Trabalho.....	15
1.3.1.	Objetivo geral .....	15
1.3.2.	Objetivos específicos.....	15
1.4.	Estrutura do Trabalho .....	16
2.	REFERENCIAL TEÓRICO .....	17
2.1.	Histórico e Conceito das Fundações .....	17
2.2.	Investigação Geotécnica do Solo .....	18
2.2.1.	Investigação geotécnica preliminar .....	19
2.2.2.	Investigação geotécnica complementar .....	21
2.3.	Solo Mole ou de Baixa Resistência .....	21
2.4.	Classificação das Fundações.....	23
2.4.1.	Fundações Superficiais.....	23
2.4.1.1.	Sapatas Apoiadas em Estacas de Argamassa .....	24
2.4.2.	Fundações Profundas.....	26
2.4.2.1.	Estaca pré-moldada centrifugada de concreto armado .....	27
2.5.	Blocos de Coroamento.....	28
2.6.	Dimensionamento de Fundações Profundas .....	29
2.6.1.	Procedimentos gerais do projeto .....	29
2.6.2.	Cálculo da carga atuante em cada estaca.....	33
2.6.3.	Capacidade de carga da estaca .....	35
2.6.3.1.	Resistência lateral.....	36
2.6.3.2.	Resistência de ponta .....	37
2.7.	Recalques .....	38
2.7.1.	Recalques das sapatas apoiadas em estacas.....	38

2.7.2.	Recalques em Fundações Profundas .....	46
3.	MATERIAIS E MÉTODOS .....	47
3.1.	Área de Estudo.....	47
3.2.	Coleta de Dados .....	48
3.2.1.	Planta baixa de locação dos pilares .....	48
3.2.2.	Cargas dos pilares do edifício tipo .....	49
3.2.3.	Indicação do posicionamento dos furos de sondagem .....	50
3.2.4.	Perfis de sondagem no terreno da obra.....	50
3.2.5.	Planta das fundações do tipo sapata do edifício .....	51
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	54
4.1.	Características das Sapatas Apoiadas em Estacas Argamassadas .....	54
4.2.	Dimensionamento das Fundações Profundas.....	55
4.3.	Recalques .....	59
4.3.1.	Recalques das sapatas apoiadas em estacas argamassadas.....	60
4.3.2.	Recalques das fundações profundas .....	63
4.3.3.	Comparativo dos recalques.....	67
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	70
5.1.	Sugestões para Trabalhos Futuros .....	71

## 1. INTRODUÇÃO

A engenharia de fundações, uma das áreas mais clássicas e tradicionais da construção civil, requer conhecimentos específicos da geotecnia e do cálculo estrutural para que as fundações sejam bem dimensionadas e executadas. As fundações são um dos elementos estruturais mais importantes de toda a estrutura, uma vez que, são responsáveis por suportar e transmitir ao terreno todas as cargas decorrentes da superestrutura.

As fundações, quando carregadas, solicitam o terreno ao qual estão localizadas, podendo provocar deformações no solo. Segundo Velloso e Lopes (2012), essas deformações resultam em deslocamentos verticais, horizontais e movimentos de rotação, que podem ser imperceptíveis ou de grande magnitude, a depender do tipo e características de solo ao qual estão localizadas.

Para evitar problemas de deformações excessivas, um fator muito importante ao definir o tipo de fundação, é a análise prévia do subsolo ao qual este elemento será inserido. Independente das características do solo, a fundação definida deve garantir o suporte de toda superestrutura, de maneira segura, sempre levando em consideração todas as solicitações à que ela está sendo submetida.

De modo geral, cada obra apresenta suas peculiaridades e características distintas em relação ao seu terreno. E, como supracitado, as características do solo é um fator predominante para a escolha do tipo de fundação, onde elas podem ser classificadas como superficiais (rasas) ou profundas.

As fundações superficiais são de simples execução, em comparação com as fundações profundas e, geralmente, são dimensionadas para obras de pequena a médio porte, onde o terreno a qual estão localizadas apresenta boas condições de resistência. Esse tipo de fundação se caracteriza por transmitir ao terreno as cargas através da sua base e por isso, também, são denominadas fundações diretas.

Em relação às fundações profundas, estas apresentam grande capacidade de carga e são utilizadas para obras de médio e grande porte, onde o terreno residente não apresente boas condições de resistência. Esse tipo de fundação se caracteriza por transmitir ao terreno as cargas através da sua lateral e da sua ponta, podendo, assim, ser nomeadas de fundações indiretas.

No dimensionamento dessas fundações, devem ser consideradas as deformações verticais, ou recalques, que podem ser apresentados tanto pelas fundações superficiais quanto pelas profundas. Isto deve ser feito para que os recalques encontrados sejam considerados admissíveis para uma estrutura, já que se forem excessivos, podem acarretar

em danos permanentes, gerando gastos enormes para reparos e controle desses danos, ou em casos mais extremos, podendo até condenar as estruturas.

O estudo do recalque em fundações é bastante complexo, pois como essa análise depende diretamente das propriedades do solo e, estas por sua vez são impossíveis de se prever com exatidão, o resultado desse estudo é representado por meio de estimativas. Porém, essas estimativas se aproximam do comportamento real das estruturas ao ponto de poderem ser tomadas como base para a determinação do recalque em fundações.

Com isso, o cálculo do recalque é uma estimativa que se assemelha ao deslocamento real da estrutura e, que depende diretamente das propriedades do solo. Isto significa que quanto menor a resistência de um solo, menor será a carga que este solo suporta e maior será, provavelmente, o valor do recalque. Além disso, o valor do recalque depende tanto das características de solo, como também do tipo de fundação executada e, das cargas aplicadas a essas fundações.

Diante do exposto, o trabalho buscou realizar uma análise comparativa de recalques entre dois tipos de fundações, uma fundação do tipo sapata apoiada em estacas de argamassa (fundação real, feita pela empresa executora) e fundações profundas do tipo estacas pré-moldadas de concreto (nova proposta de fundação, dimensionada pelo autor), para um perfil de solo de baixa resistência. Esse comparativo foi realizado para analisar a fundação que apresenta os menores valores de recalque, respeitando o valor máximo definido pela literatura, a fim de contribuir para a qualidade do projeto estrutural da edificação.

### **1.1. Justificativa do trabalho**

Um parâmetro importante a ser considerado no cálculo das estruturas é a deformação vertical que as edificações podem eventualmente sofrer – o recalque – onde este pode se apresentar de maneira distinta, de acordo com o tipo de fundação adotada e das características do solo.

A exemplo disto, as fundações rasas não são tão indicadas para solos moles. Porém, em alguns casos, quando as sapatas são aplicadas como fundação, em perfil de solo mole, estudos devem ser realizados para verificar a necessidade de reforço ou inserção de elementos para aumentar a resistência da camada subjacente. Um dos aspectos importantes nessa avaliação é a determinação do recalque, e como essas deformações se desenvolvem ao longo da profundidade.

Dessa forma, é imprescindível um estudo adequado de todos os fatores que estão relacionados ao deslocamento vertical do elemento de fundação na presença desse solo de baixa resistência. Sendo assim, este trabalho propõe alternativas viáveis de fundações que podem ser aplicadas em um caso real de obra cujo cenário é de perfil com solo mole, considerando os limites aceitáveis de deformações. Utiliza-se como proposta estaca pré-moldada centrifugada de concreto armado como alternativa de fundações profunda, e para fundação rasa, sapatas apoiadas em estacas argamassadas. Realiza-se, por fim, um comparativo entre os recalques dessas fundações com a finalidade de se obter a melhor solução para a execução da obra.

## **1.2. Problema da Pesquisa**

Diante do exposto, pretende-se responder ao seguinte problema de pesquisa:

Qual o tipo de fundação apresenta o menor recalque, na presença de solo mole a fim de garantir que este deslocamento esteja dentro dos limites aceitáveis para não prejudicar a estrutura?

## **1.3. Objetivos do Trabalho**

Os objetivos da pesquisa estão fundamentos em objetivo geral e objetivos específicos e, estão descritos abaixo.

### **1.3.1. Objetivo geral**

Comparar as diferenças de recalques entre fundações rasas e profundas aplicadas em uma edificação assentada em perfil de solo mole, verificando se os valores encontrados estão dentro dos padrões aceitáveis.

### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Análise das características das fundações superficiais utilizadas neste trabalho;
- Dimensionamento das fundações profundas;
- Verificação da capacidade de carga das fundações profundas analisadas;
- Determinação do recalque das fundações superficiais;
- Determinação do recalque das fundações profundas;

- Comparação dos recalques obtidos para os dois tipos de fundações, verificando a segurança global da estrutura.

#### **1.4. Estrutura do Trabalho**

O trabalho está estruturado em 5 capítulos, que vai desde a caracterização do objeto de estudo até as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

O capítulo 1 trata da caracterização da área de estudo, a contextualização do tema, o problema de pesquisa, a justificativa do trabalho, a exposição dos objetivos geral e específicos e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 trata sobre uma revisão bibliográfica à respeito das fundações, mostrando o histórico desses elementos, os tipos de fundações, os requisitos básicos para o dimensionamento dessas estruturas e, por fim, a estimativa dos recalques dessas fundações.

O capítulo 3 mostra todo o procedimento utilizado no trabalho, que vai desde a localização e descrição do objeto de estudo até os procedimentos utilizados, apresentando as ferramentas e métodos adotados para a coleta e análise dos dados, mostrando todas as plantas e dados da edificação.

O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos dos recalques encontrados nas fundações, trazendo as discrepâncias encontradas pelos dois métodos e analisando essas diferenças observadas.

O capítulo 5 verifica o alcance dos objetivos, apresentando as contribuições do trabalho, caracteriza as limitações do presente estudo e expõe as recomendações para trabalhos futuros.

Ao final, estão dispostas as referências que compõem o embasamento teórico deste estudo, e os anexos necessários para a execução da pesquisa.

## **2. REFERENCIAL TEÓRICO**

Neste tópico serão abordados os conceitos e as definições dos tipos de fundações, com ênfase em sapatas e estacas, assim como a investigação geotécnica do solo, recalque das fundações, métodos adotados para a determinação da capacidade de carga e o dimensionamento das fundações profundas estudadas neste trabalho.

### **2.1. Histórico e Conceito das Fundações**

A origem das fundações se deu a partir do momento em que os homens da idade média deixaram de ser nômades e passaram a fixar moradia em locais onde a terra era fértil. Assim, houve a necessidade de se construir casas de melhores condições, onde essas residências eram apoiadas em montes de solo achatados e largos, que possuíam o mesmo conceito de uma fundação (BEILFUSS, 2012).

Em conformidade com Brandi (2004), os primeiros estudos teóricos relacionados a mecânica dos solos só teve início no período renascentista e, a partir deste momento, começaram a haver grandes evoluções sobre a teoria dos solos e das fundações. Com a chegada da idade contemporânea, Karl Terzaghi trouxe conceitos muito importantes sobre o assunto e que são utilizados, inclusive, nos dias atuais, dando forma a esta ciência.

A mecânica dos solos é a ciência responsável por estudar as propriedades físicas e mecânicas dos solos, analisando as pressões atuantes, a sua resistência, as formas de cisalhamento, o comportamento das partículas de solo, dentre outros. Através desses estudos, é possível determinar o tipo de fundação mais adequada a depender do tipo de solo estudado, com a finalidade de garantir as condições de segurança para as estruturas, sendo esta última o objeto de estudo deste trabalho.

Segundo Azeredo (1997), as fundações são elementos estruturais responsáveis por transmitir ao solo as cargas da superestrutura, onde essa transmissão deve ser feita à uma parcela resistente do solo, já que sua função é suportar as cargas provenientes da edificação. Além disso, a qualidade e o bom dimensionamento de uma fundação são essenciais para se evitar gastos futuros devido a problemas inesperados na estrutura.

De acordo com Joppert Junior (2007), a fundação como elemento estrutural de infraestrutura, tem o seu custo mensurado entre 3% a 7% do todo o empreendimento. Isto mostra que esse elemento não possui um custo elevado na fase construtiva de um projeto, porém se houver erros no seu dimensionamento ou execução, pode ser gerado gastos extras muito elevados para reparar os danos, desde obras de reforço na estrutura, condenação da mesma, ou até ações jurídicas em caso de acidentes.

Diante do que foi exposto, pode-se ter noção do quanto uma fundação é importante em uma estrutura e, por isso, que o estudo desse elemento sempre está em fase de aprimoramento. Além disso, devido ao fato de que o conhecimento sobre as acomodações das partículas do solo e a transmissão de cargas por essas partículas são impossíveis de se compreender com total certeza, que estudos sobre fundações e sua interação com o solo estão sempre em vigor.

Apesar de ser impossível de se compreender com total certeza todas as características do solo, os resultados encontrados por essa análise se aproximam do comportamento real da estrutura e, para se obter uma fundação de qualidade devem ser seguidos esses resultados. Souza (2010), traz esses requisitos básicos para se obter uma fundação de qualidade: os esforços da superestrutura devem ser transmitidos ao terreno que tem capacidade de suportá-las sem ruptura, ou elevados recalques; os recalques do solo devem ser compatíveis com os da estrutura; as fundações a serem executadas não devem causar danos a estruturas vizinhas; a análise do solo e escolha do tipo de fundação devem estar sempre em conformidade.

A partir do solo em que a fundação será assentada, e a depender das cargas da superestrutura, pode-se escolher e dimensionar o tipo correto de infraestrutura, levando em consideração o fator econômico e a segurança do serviço. Com isso, pode-se ter diversos tipos de fundações existentes, porém é recomendado que apenas um seja a escolhida para a execução de um projeto, cabendo ao engenheiro analisar qual terá o melhor custo benefício para ser aplicada à obra de acordo com suas especificidades.

## **2.2. Investigação Geotécnica do Solo**

Para um planejamento adequado e uma boa concepção de um projeto de fundações, é de suma importância que se saiba as características do solo em que será executada a obra. Essa caracterização se dá por meio de investigações geotécnicas que são realizadas para determinar alguns parâmetros, como por exemplo, a resistência da camada de solo.

As análises feitas para obtenção dos parâmetros do solo, podem ser feitas tanto *in situ*, como também em laboratório. Segundo a NBR 6122 (2010), devem ser realizadas vistorias geológicas de campo por profissional especializado e, eventualmente, esse estudo deve ser complementado por investigações geológicas adicionais. Assim, pode-se subdividir a investigação geológica em duas etapas, a preliminar e a complementar.

### 2.2.1. Investigação geotécnica preliminar

A investigação geotécnica preliminar é uma etapa obrigatória para qualquer edificação. Nesta etapa são conhecidas as principais características do solo. Segundo a NBR 6122 (2010), pode ser executada a partir de sondagens a percussão (SPT), sendo possível, através desse método, determinar a estratigrafia e classificação dos solos, assim como a posição do lençol freático e o índice de resistência a penetração  $N_{SPT}$ .

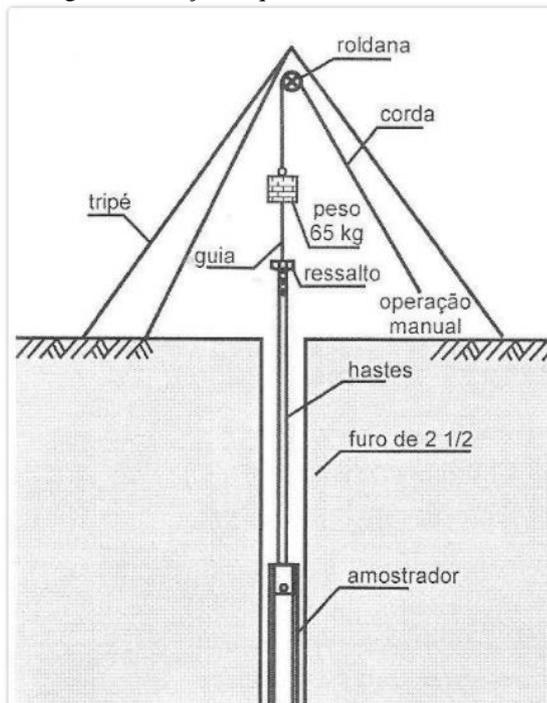
O procedimento para a execução da sondagem a percussão consiste na cravação no solo do amostrador, equipamento de aço que pode ser visto na Figura 1, através de golpes dados por gravidade, pelo um peso de 65 quilos que cai de uma altura de 75 centímetros. Através deste processo com a retirada do amostrador, cujo procedimento se repete a cada metro de profundidade, pode ser definida as características do solo local e com isso as características do perfil de sondagem.

O primeiro metro de solo deve ser descartado, pois este apresenta muita matéria orgânica e pode não representar a verdadeira condição do solo do local. Para o restante do comprimento que será perfurado, a análise sempre deve ocorrer a cada metro de profundidade e, são verificados os 45 centímetros finais de cada metro, para esta profundidade, onde essa camada de solo é dividida em três partes iguais, resultando em 15 centímetros cada uma.

A cada 15 centímetros são dados golpes no solo e são verificadas a quantidade de pancadas necessária para que ocorra a cravação do equipamento no solo. Este procedimento também é realizado de maneira análoga para os próximos 30 centímetros finais, resultando em uma determinada quantidade de golpes a cada 15 centímetros analisado.

A partir desses resultados, também devem ser descartadas os 15 centímetros iniciais, adotando como resultado do  $N_{SPT}$ , o valor necessário para cravação do amostrador nos 30 centímetros finais. Em seguida, o amostrador é retirado do solo e sua amostra é coletada para posterior análise em laboratório, a fim de conhecer o tipo e as características de cada solo analisado. A Figura 1 ilustra o equipamento utilizado para a realização do procedimento descrito, assim como alguns dos seus componentes.

Figura 1 – Seção esquemática do ensaio SPT.



Fonte: Cava (2016).

A quantidade de furos necessária para uma obra é definida de acordo com as sugestões apresentadas na NBR 8036 (1983). Devem ser feitos, no mínimo dois furos de sondagem para áreas inferiores a 200 m<sup>2</sup>; três furos para áreas entre 200 m<sup>2</sup> e 400 m<sup>2</sup>; um furo para cada 200 m<sup>2</sup> de área do projeto, até 1200 m<sup>2</sup>; entre 1200m<sup>2</sup> e 2400m<sup>2</sup> de área devem ser feitos um furo de sondagem a cada 400 m<sup>2</sup> de área de projeto que exceda os 1200 m<sup>2</sup>; caso a área de projeto exceda os 2400 m<sup>2</sup>, a quantidade de furos deve ser feita seguindo o plano particular da obra.

Com relação a profundidade de perfuração, o engenheiro responsável deve informar até que profundidade a perfuração deve ocorrer. Porém, existem alguns critérios que determinam a paralisação dessa perfuração, segundo a NBR 8036 (1983):

- Quando ocorrer, em 3 metros sucessivos, 30 ou mais golpes para perfuração dos 15 cm iniciais do amostrador no solo;
- Quando ocorrer, em 4 metros sucessivos, 50 ou mais golpes para perfuração dos 30 cm iniciais do amostrador no solo;
- Quando ocorrer, em 5 metros sucessivos, 50 ou mais golpes para perfuração de 45 cm do amostrador no solo.

Dessa forma, com a definição da quantidade de furos necessários e definida a profundidade de perfuração para cada furo, realiza-se todo o procedimento para a investigação geotécnica preliminar. Caso haja a necessidade de dados que não puderam

ser obtidos por esse tipo de investigação, tem-se a investigação geotécnica complementar, que está descrita na próxima seção.

### **2.2.2. Investigação geotécnica complementar**

A investigação geotécnica complementar não é obrigatória, sendo necessária quando existem dúvidas a respeito das características do solo ou quando há alguma peculiaridade específica de projeto. Neste caso, são necessários outros tipos de sondagens, que segundo a NBR 6122 (2010), as mais comuns são:

- Sondagens mistas e rotativas: caso haja dúvida em relação a natureza do material da camada impenetrável de solo, deve ser feito esse tipo de sondagem. Neste tipo, a sondagem se caracteriza por possuir a capacidade de coletar amostras do material rochoso, por meio de perfurações e ações rotativas;
- Sondagem a percussão com medida de torque: havendo a necessidade de conhecer o atrito lateral entre o solo e o amostrador, deve ser realizado esse tipo de ensaio. Ele acontece da mesma forma que a sondagem a percussão, porém, ao final do processo, é feita a medida de torque necessário para rotacionar o amostrador em contato com o solo, assim sendo possível conhecer o valor do atrito lateral.

De modo geral, a investigação geotécnica, tanto preliminar quanto complementar, são fundamentais para conhecer as características do solo analisado, assim como definir a sua capacidade de carga.

### **2.3. Solo Mole ou de Baixa Resistência**

A dinâmica das construções tem sido amplamente estudada e, apesar disto, ainda são observadas patologias decorrentes desta dinâmica e, sobretudo, das condições altamente variáveis em que são implantadas, principalmente na construção de edificações sobre a presença de solo mole (BRANDI e NASCIMENTO, 2004).

De acordo com Marangon (2010), a nomenclatura solo mole é atribuída a um solo que apresenta baixa resistência ao cisalhamento, sendo este tipo de solo também conhecido como solo de baixa resistência e que apresenta como principal característica baixa capacidade de carga.

Em conformidade com Faro (2016), a formação deste tipo de solo pode ser de origem fluvial ou marinha e esse solo é constituído principalmente de argilas, silte e areias

finas. O autor comenta que o solo de origem fluvial se caracteriza pela deposição de sedimentos nas planícies de inundação ou nas várzeas dos rios, já o solo mole de origem marinha veio se formando desde o degelo do planeta Terra, com a subida da temperatura do planeta, o nível das águas dos mares passou a aumentar e, com isso, houve a sedimentação e formação de depósitos aluvionares nos litorais.

Percebe-se que as formas de origem dos solos moles são comuns, podendo ocorrer em localidades distintas. Segundo Gonçalves (2010), no Brasil, o solo mole de origem fluvial ocorre no Pantanal Matogrossense, áreas de igapós do Amazonas, bacias do Alto Xingu, regiões do alto e médio do São Francisco, entre outros. Já o solo mole de origem marinha, se caracterizam por estarem presentes, no Brasil, no litoral de Sergipe e em alguns outro litorais do Nordeste e, principalmente na Baixada Santista, com a ocorrência de argila marinha mole sob uma camada de areia compacta.

Em relação ao solo presente na Baixada Santista, a utilização errônea dos tipos de fundações nos prédios desta região acarretou em sérios problemas de recalque nas estruturas. Como a camada de areia apresentou boa resistência a compressão, os prédios utilizaram sapatas apoiadas nessa camada como fundação, a 2 metros de profundidade aproximadamente. Com o passar do tempo, mais prédios foram construídos sobre essa mesma camada, o que gerou um grande aumento de tensão na camada de argila mole que se localizava logo abaixo (DIAS, 2010).

Conforme Caramelo (2011), os solos moles possuem alta taxa de deformabilidade quando sujeitas a esforços, ocasionando elevados deslocamentos nesses solos. Um exemplo de deformabilidade excessiva foi o caso dos prédios de Santos, o qual apresentou deformação excessiva devido ao aumento de tensões na camada de argila. Dessa forma, recalques da ordem de 120 centímetros foram medidos no local (Dias, 2010).

Os deslocamentos gerados pela deformabilidade da camada de argila provocaram sérias inclinações nos prédios, sendo um em direção a outro ou em direções opostas. Devido a essa ocorrência, foram necessárias obras de estabilidade nas fundações para que esses deslocamentos fossem cessados, gerando grandes despesas que não estavam previstas no orçamento da obra.

Na presença de solo mole é indispensável o cálculo para a previsão dos recalques das estruturas, com a finalidade de evitar os problemas vistos nos prédios de Santos. Neste mesmo exemplo, pode-se destacar que as fundações superficiais não foram adequadas para o solo em questão, necessitando de obras de reforço ou a utilização de fundações profundas.

Dessa forma, obras que estão localizadas sobre este tipo de terreno, requerem a adoção de medidas que permitam prever essas camadas de baixa resistência a fim de inserir algum mecanismo de reforço, ou até mesmo a reflexão dos projetistas na decisão de fundações que sejam viáveis ao local. Estas medidas possuem uma grande variedade de situações, sendo as mais comuns: adoção de fundações profundas à obra; utilização de uma obra de reforço para o terreno; adoção de mecanismos de reforço para uma fundação rasa a ser utilizada no terreno; obra de reforço do solo em geral; entre outras.

## **2.4. Classificação das Fundações**

A NBR 6122 (2010) determina que as fundações podem ser divididas em dois grupos, em que são classificadas de acordo com a profundidade de assentamento da sua base, dividindo-as em fundações superficiais (rasas) e fundações profundas.

### **2.4.1. Fundações Rasas**

De acordo com a NBR 6122 (2010), as fundações superficiais são aquelas em que os esforços são transmitidos ao solo através da base da fundação e, sua profundidade de assentamento, é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Essa profundidade de assentamento é a distância da base da fundação ao topo do terreno em que a mesma se encontra.

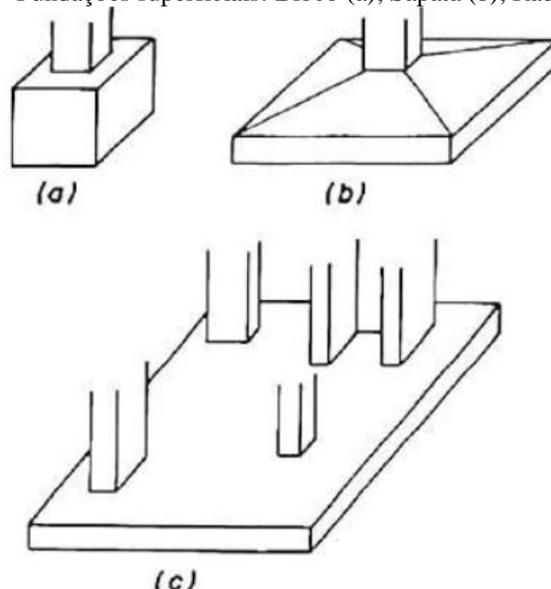
Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2003), em uma fundação rasa, a parcela de carga transmitida ao solo pelas laterais da fundação é desprezada, considerando, assim, que toda a carga proveniente da superestrutura será concentrada e distribuída, de forma homogênea, pela sua base.

De acordo com NBR 6122 (2010, p. 2 - 3), são exemplos de fundações superficiais

Sapata: elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para este fim; Bloco: elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto [...]; Radier: elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos.

Como forma de ilustração, a Figura 2 mostra os tipos de fundações descritas no parágrafo anterior. As fundações superficiais são as mais comuns e estão ilustradas na seguinte ordem, respectivamente: bloco, sapata e radier.

Figura 2 – Fundações superficiais: Bloco (a); Sapata (b); Radier (c).

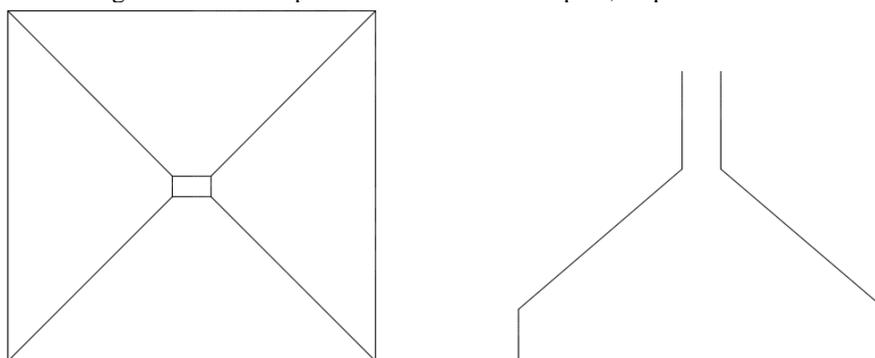


Fonte: Tizott (2013).

#### 2.4.1.1. Sapatas Apoiadas em Estacas de Argamassa

De acordo com Alonso (2010), as sapatas são elementos de fundação executadas em concreto armado e que são caracterizadas por trabalharem a flexão, tendo sua armadura dimensionada para essa finalidade. As sapatas possuem altura reduzida em relação as dimensões da sua base, como ilustrado na Figura 3.

Figura 3 – Vista superior e lateral de uma sapata, respectivamente.

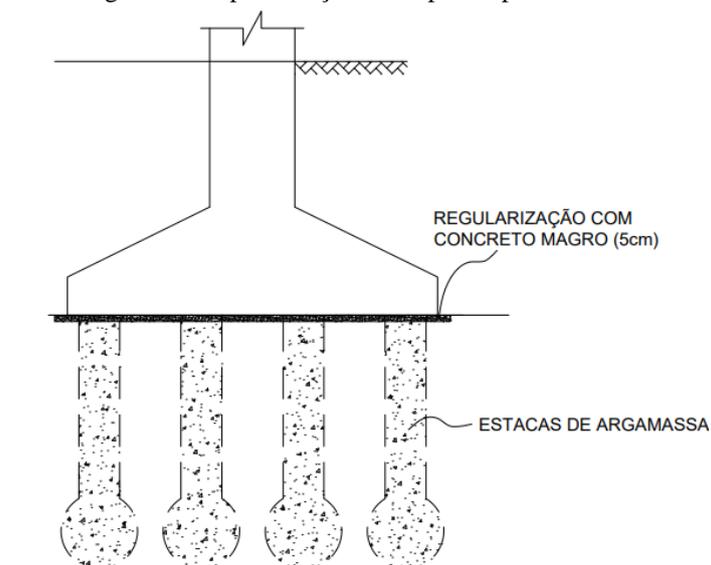


Fonte: Tizott (2013).

As sapatas também apresentam uma boa versatilidade, que varia de acordo com a necessidade de cada projeto e, isto permite que a depender das limitações de espaço ou necessidades específicas de um projeto, as sapatas podem suportar um único pilar, dois ou mais pilares, e muros ou paredes (cargas lineares).

Outra característica importante deste tipo de fundação é que ela pode ser utilizada em conjunto com estacas. Essas estacas devem possuir comprimentos menores, se comparados ao dimensionamento somente de estacas, a esse tipo de fundação dar-se o nome de sapatas apoiadas em estacas (Figura 4).

Figura 4 – Representação das sapatas apoiadas em estacas.



Fonte: Autor (2018).

Esse tipo de sapata é caracterizado por transmitir as cargas para as estacas e das estacas para o terreno e, de acordo com Brandi (2004), é utilizada nos casos em que as sapatas são apoiadas em um solo superficial de baixa resistência, onde as estacas vão servir como elemento de reforço. A base alargada dessas estacas, chamadas de bulbos, servem para melhor transmitir as cargas para o terreno, devido ao seu aumento de diâmetro esse tipo de estaca possui uma resistência de ponta mais elevada em relação a estacas com diâmetro único.

Esse método de execução de estacas é mais comum nos casos em que se tem um solo de baixa de resistência nas camadas superficiais do terreno e, logo abaixo dessa camada pode-se encontrar um solo bastante compacto e com alto grau de resistência. Nesses casos, a utilização de estacas, que servem de apoio para as sapatas, se apresenta como ótima solução para evitar o problema do recalque da estrutura e para que as cargas dos pilares possam ser transmitidas a um terreno mais resistente. As estacas são executadas primeiras e são deixadas “esperas” na parte superior, onde as sapatas serão inseridas e unificando toda a estrutura.

Além disso, nesse tipo de fundação, o recalque geral da estrutura pode ser calculado somente pelo recalque das estacas, pois o valor que a estaca recalcar corresponderá ao mesmo valor que a sapata irá recalcar. Este método de cálculo de recalque também é confirmado pelo fato de que, são as estacas que transmitem a carga ao terreno, por meio da sua ponta e do seu comprimento, assim elas agem como elementos de fundação

profunda e com isso seu recalque pode ser calculado de maneira análoga a este tipo de fundação.

#### **2.4.2. Fundações Profundas**

Em conformidade com a NBR 6122 (2010), fundações profundas são aquelas que transmitem as cargas da superestrutura para o solo através da sua base (resistência de ponta) e através da sua superfície lateral (resistência por atrito). Outra característica necessária para a identificação de uma fundação profunda é que a sua base deve estar a uma profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão ou, no mínimo, a 3 (três) metros de profundidade.

Dentre os principais tipos de fundações profundas, destacam-se as estacas e os tubulões. A NBR 6122 (2010, p. 3), define esses elementos da seguinte forma

Estaca: elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto, pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores. Tubulão: elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento da base.

Segundo Sena (2016), as fundações profundas são muito utilizadas em obras onde o solo não apresenta boa resistência nas camadas iniciais, além de serem empregadas em obras de grande porte, por possuírem uma capacidade de carga bastante elevada, possuindo vantagem em relação as fundações superficiais.

Em conformidade com Velloso e Lopes (2010), todos os tipos de fundações profundas são classificados quanto ao seu método de execução, que podem ser:

- De substituição: as estacas são escavadas nos locais onde serão implantadas, ou seja, o solo do local onde a estaca será implantada é retirado.
- De deslocamento: as estacas são cravadas no local de implantação, ou seja, o solo onde a mesma será inserida é deslocado horizontalmente.

A partir da classificação acima, conforme Velloso e Lopes adaptado (2010), pode-se encaixar os diversos tipos de estacas existentes dentro desses dois grupos, como mostrado na Tabela 1.

Tabela 1 – Tipos de estacas de acordo com o seu método de execução.

<b>Tipo de Execução</b>	<b>Estacas</b>
De deslocamento	Grande Madeira; pré-moldadas de concreto; tubos de aço de ponta fechada; tipo Franki; microestacas injetadas
	Pequeno Perfis de aço; tubos de aço de ponta aberta; estacas hélice especiais (estacas hélice de deslocamento)
Sem deslocamento	Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação; estacas raiz
De substituição	Escavadas sem revestimento ou com uso de lama; tipo Strauss, estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes adaptado (2010).

#### 2.4.2.1. Estaca pré-moldada centrifugada de concreto armado

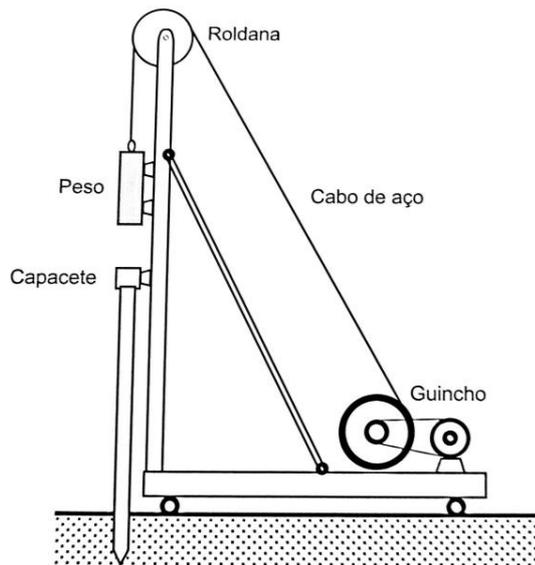
De acordo com a NBR 6122 (2010), esse é um tipo de estaca de concreto pré-fabricado e sua introdução no terreno se dá por meio da cravação por intermédio de uma aplicação de força, seja ela por martelo de gravidade, martelo vibratório ou forças hidráulicas. Esse tipo de estaca é bastante utilizada, pois pode ser feita com resistência à compressão se aproximando ao máximo do exigido pela obra, e por isso possuem uma vantagem maior, neste sentido, se comparadas com as estacas moldadas *in loco*.

Outro fator que as estacas pré-moldadas levam vantagens em relação as moldadas *in loco*, é quando executadas em solo mole. Devido à movimentação de terra para a execução das estacas moldadas *in loco* e à grande instabilidade dos solos moles, são necessárias obras de reforço no terreno para que o mesmo não ceda na execução dessas estacas. Como as pré-moldadas irão deslocar o terreno, não há a possibilidade dele romper, já que não será retirado.

Em relação ao procedimento para a execução dessas estacas no solo, a cravação se dá por meio de um bate-estacas, atuando um martelo ou pilão, apoiada em uma plataforma móvel. O martelo atua aplicando golpes na cabeça da estaca até que a mesma atinja a profundidade de projeto, o martelo pode atuar em queda livre ou de forma automática.

Vale salientar que existem dispositivos amortecedores que protegem, tanto o martelo quanto as estacas, dos golpes. Esses amortecedores são posicionados entre a estaca e o martelo, além disso também existe um dispositivo chamado capacete que serve para proteger ambos os membros. A Figura 5 ilustra o equipamento utilizado para a cravação das estacas.

Figura 5 – Método executivo de uma estaca pré-moldada.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Conforme Velloso e Lopes (2010), a máquina que é utilizada para realizar a perfuração, deve estar nivelada e posicionada corretamente, além de necessitar que seu operador possua grande habilidade e precisão para manusear a máquina, evitando erros de locação das estacas e, conseqüentemente, possíveis erros de projeto.

De acordo com a SCAC Soluções em Estruturas e Engenharia (2018), outra característica importante desse tipo de estaca é o fato dela possuir seção vazada, utilizando uma quantidade menor de concreto com uma eficiência de igual capacidade, se comparadas com as demais estacas maciças de concreto. Além disso, esse tipo de estaca possui boa produtividade, atinge profundidade considerável e possui diâmetros variando de 26 a 80 centímetros.

De modo geral, para que as estacas sejam executadas de maneira a garantir as suas condições de qualidade e segurança, outro importante componente que deve ser executado em conjunto, com esses elementos estruturais, é o denominado bloco de coroamento, onde ele está descrito na próxima seção.

## 2.5. Blocos de Coroamento

Segundo a NBR 6118 (2014), os blocos de coroamento são elementos estruturais que têm a finalidade de transmitir as cargas de fundação às estacas e podem ser classificados como rígidos ou flexíveis. Ainda de acordo com a norma, os blocos rígidos são identificados pelas seguintes características:

- Trabalham a tração nas duas direções, sendo na linha fictícia sobre as estacas que ocorrerá a concentração da tração;

- Transmitem as cargas para as estacas através das bielas de compressão;
- Distribuem os recalques de maneira uniforme para as estacas;
- Trabalham o cisalhamento nas duas direções, porém a sua ruptura não ocorrerá por isso, mas sim por compressão excessiva das bielas.

Em relação aos blocos flexíveis, a NBR 6118 (2014) prescreve que para a execução deste tipo de bloco, é necessária uma verificação mais completa, se comparada com os blocos rígidos, pois a distribuição dos esforços nas estacas não se apresenta de maneira uniforme, apresentando valores de forma diferente a depender dos pontos analisados, além de haver a necessidade da verificação a punção.

## 2.6. Dimensionamento de Fundações Profundas

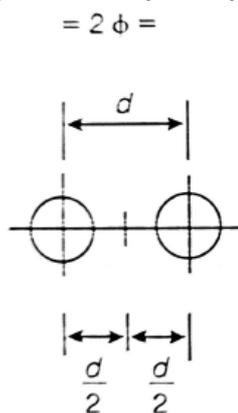
Neste tópico estão abordados os requisitos básicos para o dimensionamento das fundações profundas do tipo estacas pré-moldadas centrifugadas de concreto armado.

### 2.6.1. Procedimentos gerais do projeto

Para o dimensionamento de estacas existem na literatura algumas regras e recomendações a serem seguidas para a execução desses elementos. Isto também acontece de maneira análoga para os blocos de coroamento, que são componentes que também fazem parte do cálculo das estacas.

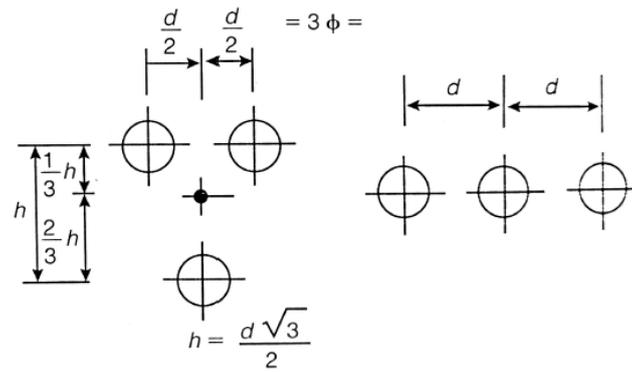
Essas considerações devem ser seguidas e respeitadas para a obtenção do melhor rendimento dos elementos de fundação. Um requisito muito importante a ser respeitado refere-se à distribuição das estacas que, segundo Alonso (2010), a distribuição das estacas, devem ser feitas, sempre que possível, de acordo com formas já padronizadas. As Figuras 6a à 6g ilustram os tipos de disposições citadas por Alonso (2010).

Figura 6a – Tipos padronizados para disposição de 2 estacas.



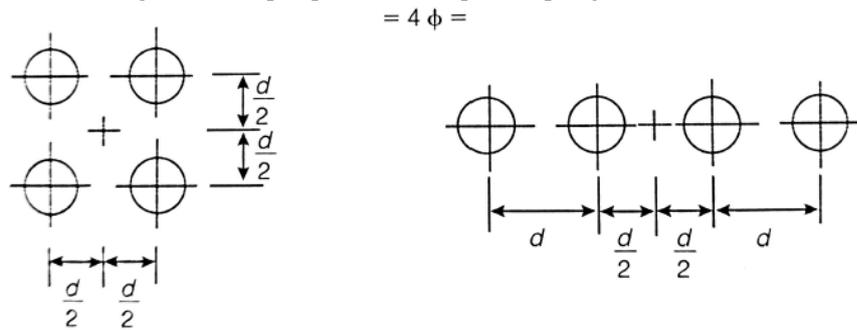
Fonte: Alonso (2010).

Figura 6b – Tipos padronizados para disposição de 3 estacas.



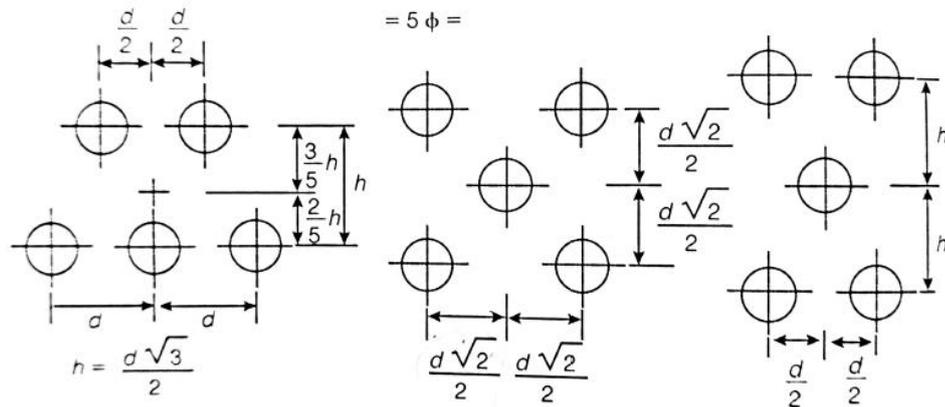
Fonte: Alonso (2010).

Figura 6c – Tipos padronizados para disposição de 4 estacas.



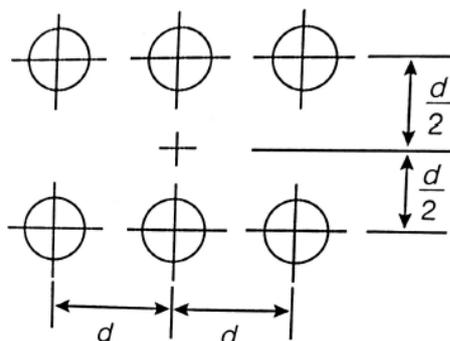
Fonte: Alonso (2010).

Figura 6d – Tipos padronizados para disposição de 5 estacas.



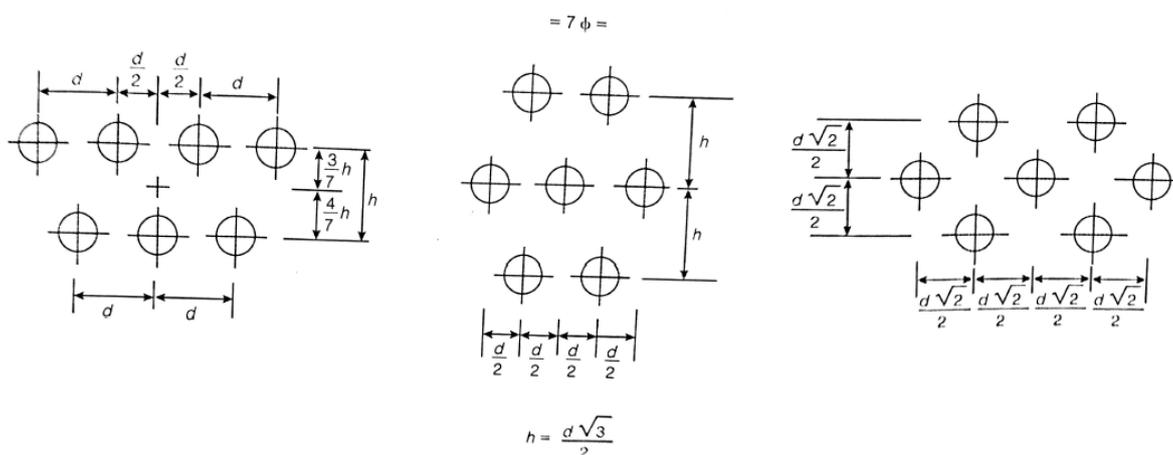
Fonte: Alonso (2010)

Figura 6e – Tipos padronizados para disposição de 6 estacas  
= 6  $\phi$  =



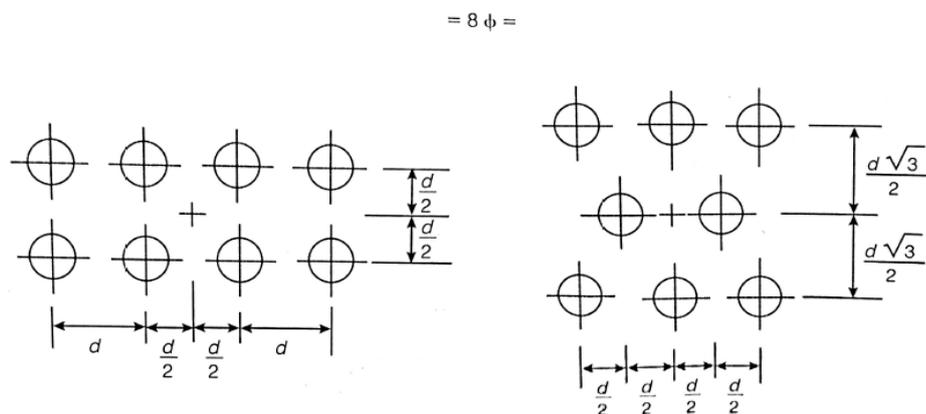
Fonte: Alonso (2010).

Figura 6f – Tipos padronizados para disposição de 7 estacas.



Fonte: Alonso (2010).

Figura 6g – Tipos padronizados para disposição de 8 estacas.



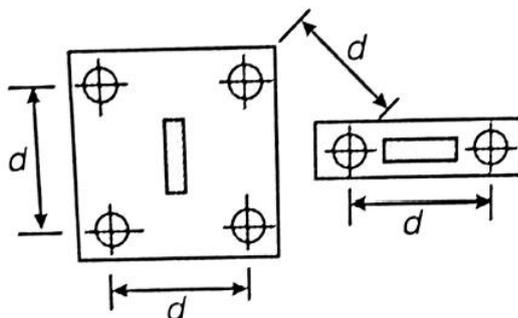
Fonte: Alonso (2010).

O valor do espaçamento “ $d$ ”, disposto nas figuras acima, deve ser obtido de acordo com o tipo de execução das estacas, existindo dois valores distintos para serem atribuídos para o mesmo. Conforme Alonso (2010), o espaçamento  $d$  pode ser obtido da seguinte forma:

$$d = \begin{cases} 2,5 \times \phi \geq 60 \text{ cm} & \text{para estacas pré - moldadas} \\ 3,0 \times \phi \geq 60 \text{ cm} & \text{para estacas moldadas } in \text{ loco} \end{cases}$$

Vale ressaltar que o espaçamento “d” deve ser respeitado tanto para as estacas do mesmo bloco, quanto para as estacas de um bloco ao outro, como representado na Figura 7.

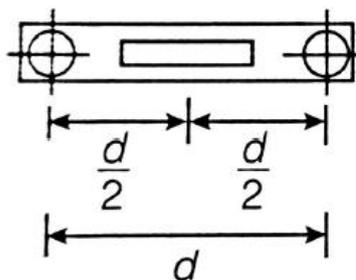
Figura 7 – Distância “d” entre blocos vizinhos.



Fonte: Alonso (2010).

Outra recomendação muito importante a ser seguida é que, sempre que possível, o estaqueamento deve ser feito para cada pilar, independentemente, além de tentar fazer a distribuição das estacas de maneira a seguir a maior direção do pilar, como mostrado na Figura 8 (ALONSO, 2010).

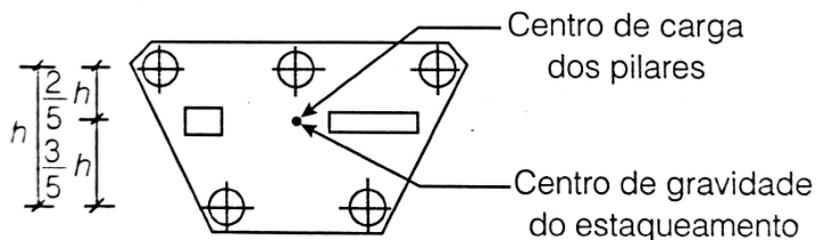
Figura 8 – Distribuição das estacas conforme dimensão do pilar.



Fonte: Alonso (2010).

Ainda de acordo Alonso (2010), no caso de blocos de coroamento que possuam mais de um pilar, o centro de carga dos mesmos deve coincidir com o centro de gravidade das estacas (Figura 9). E, de maneira geral, não devem ser dimensionadas estacas de diâmetros diferentes para o mesmo bloco de coroamento

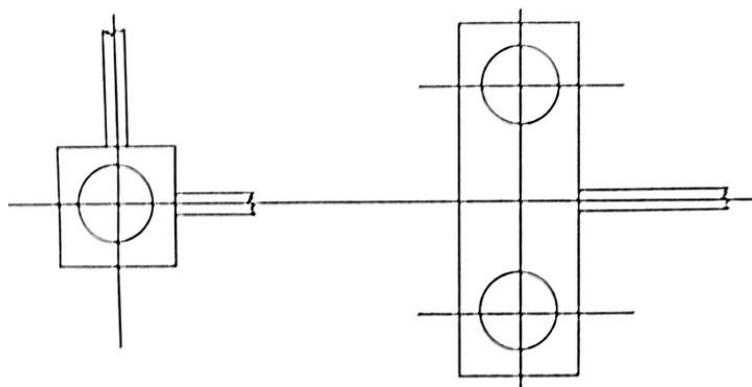
Figura 9 – Blocos de coroamento com mais de um pilar.



Fonte: Alonso (2010).

É recomendado que os blocos de coroamento que possuem uma estaca sejam travados por vigas a outros blocos vizinhos, em duas direções ortogonais ao bloco. Já para os blocos de duas estacas, esse travamento deve ser na direção perpendicular a maior dimensão do bloco. Para blocos com mais de três estacas, esse travamento não é necessário (ALONSO, 2010). O travamento para blocos com 1 e 2 estacas podem ser vistos na Figura 10.

Figura 10 – Travamento para blocos com 1 e 2 estacas.



Fonte: Alonso (2010).

Em resumo, as recomendações acerca da disposição das estacas em relação aos blocos de coroamento, pré-definidos, estão dispostas nas Figuras 6a a 10.

### 2.6.2. Cálculo da carga atuante em cada estaca

Nos blocos de coroamento com mais de uma estaca, vimos que o centro de carga dos pilares deve coincidir com o centro geométrico das estacas. Porém este fato não garante que a carga atuante em cada uma delas seja a mesma, isso devido aos momentos atuantes na fundação, que gera esforços diferentes nas estacas do bloco.

Além da carga vertical, os momentos em uma ou mais direções atuam nos pilares e, conseqüentemente, esses momentos chegam até as fundações. Devido a esse fato, diferentes estacas do mesmo bloco podem possuir cargas atuantes diferentes. Para calculá-la, é necessário que as estacas do bloco possuam diâmetros iguais, comprimentos

iguais, sejam verticais, e do mesmo tipo. Alonso (2010) determina que a carga atuante em uma estaca genérica  $i$  de coordenadas  $(x_i$  e  $y_i)$  pode ser obtida através da Equação 1.

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (1)$$

Em que:

$N$ : carga vertical atuante na fundação;

$n$ : quantidade de estacas;

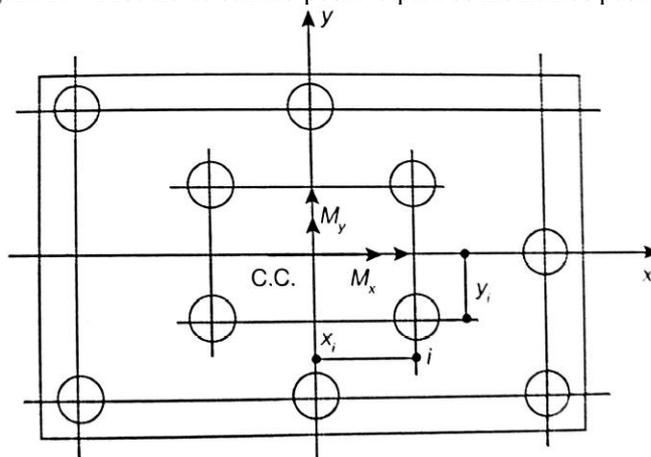
$M_y$ : momento em torno do eixo  $y$ , na cota de arrasamento das estacas;

$M_x$ : momento em torno do eixo  $x$ , na cota de arrasamento das estacas;

$x_i$  e  $y_i$ : distâncias do centro das estacas ao centroide do bloco.

Sendo os eixos “ $x$ ” e “ $y$ ” os principais eixos de inércia, deve ser observado em relação a esses eixos, o que cada momento está gerando na estaca, atribuindo sinal positivo para compressão e sinal negativo para tração, mostrando que os sinais a serem considerados na Equação 2 variam de acordo com a posição da estaca no bloco. Pode ser seguida como referência, para o sentido positivo dos momentos, as setas ilustradas na Figura 11.

Figura 11 – Modelo de sentido positivo para os momentos positivos.



Fonte: Alonso (2010).

Com isso, pode-se calcular a carga atuante em cada estaca isolada do mesmo bloco, com a finalidade de comparar esse valor às cargas admissíveis das estacas. Caso o valor encontrado seja menor ou igual à carga admissível da estaca, o modelo adotado de estaqueamento está adequado, caso contrário, deve-se redimensionar a fundação, aumentando o número de estacas no bloco, ou o diâmetro e comprimento dessas estacas. Vale ressaltar que o valor da carga encontrada não pode ser menor ou igual a zero.

### 2.6.3. Capacidade de carga da estaca

A capacidade de carga da estaca determina o máximo valor que uma estaca pode suportar até a sua ruptura. Segundo Aoki e Velloso (1975), a capacidade de carga nas estacas é proveniente da soma de duas parcelas, a sua resistência lateral (devido ao atrito lateral ao longo do fuste da estaca) e a sua resistência de ponta. O valor da capacidade de carga da estaca pode ser obtido em conformidade com a Equação 2.

$$PR = PL + PP \quad (2)$$

Em que:

$PR$ : capacidade de carga da estaca;

$PL$ : parcela de resistência lateral;

$PP$ : parcela de resistência da ponta.

Ao obter o valor da capacidade de carga por meio da Equação 2, deve-se comparar esse resultado com a carga admissível estrutural da estaca que está sendo utilizada. Para cada tipo de estaca, existe uma comparação específica a ser feita que, segundo Alonso (2010), pode ser feita da seguinte forma:

- Para estacas Franki, pré-moldadas ou metálicas

$$P \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{PR}{2} \\ \text{carga admissível estrutural} \end{array} \right.$$

- Para estacas escavadas com a ponta em solo

$$P \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{PR}{2} \\ \frac{PL}{0,8} \\ \text{carga admissível estrutural} \end{array} \right.$$

Em que:

$P$ : capacidade de carga final da estaca.

Pode-se observar que o valor final da capacidade de carga é o menor valor obtido dentre essas comparações, de acordo com o tipo de estaca utilizada. Os valores das cargas admissíveis estruturais das estacas variam conforme cada fabricante, dependendo do seu diâmetro, sua resistência a compressão e a espessura de sua parede (caso seja uma estaca de seção vazada), onde essa informação deve ser obtida de um catálogo técnico da empresa que forneça as estacas para sua obra.

Ao determinar o valor da capacidade de carga, deve-se comparar este resultado com o valor da carga atuante na estaca, calculada no item 2.6.2. Sendo o primeiro valor maior

ou igual ao último, a fundação está em conformidade e pode ser utilizada, caso contrário, o estaqueamento deve ser refeito.

### 2.6.3.1. Resistência lateral

A resistência devido ao atrito lateral ao longo do fuste da estaca depende diretamente do tipo de solo ao qual a estaca vai estar localizada. Sendo assim, uma estaca localizada em um terreno com mais de uma camada de solo, apresentará resistências laterais diferentes para cada uma dessas camadas e, a mesma resistência lateral ao longo do seguimento do fuste pertencente ao mesmo solo.

Através disso, o valor da resistência lateral é o somatório de todas as resistências ao longo de cada camada de solo a qual a estaca está inserida, em função do perímetro da sua seção transversal e, conforme Aoki e Velloso (1975), o valor dessa resistência pode ser obtido por meio da Equação 3.

$$PL = U \times \sum_{i=0}^n (r_L \times \Delta_L)_i \quad (3)$$

Em que:

$R_L$ : resistência lateral;

$U$ : perímetro da seção transversal da estaca;

$r_L$ : atrito lateral unitário de cada camada de solo de espessura  $\Delta_L$ ;

$\Delta_L$ : comprimento da estaca em cada segmento da camada de solo.

O valor do atrito lateral, em cada camada de solo, é estimado de acordo com coeficientes que dependem do solo do local e do tipo de estaca que está sendo utilizada na obra, além disso, o resultado do atrito lateral também é função do valor médio do SPT em cada camada uniforme de solo.

O método de cálculo para o coeficiente  $r_L$  foi desenvolvido por Aoki e Velloso, tendo como fundamento estudos comparativos entre valores de SPT e resultados de provas de carga em estacas. Diante disso, o cálculo do atrito lateral unitário de cada camada de solo de espessura  $\Delta_L$  pode ser determinado a partir da Equação 4.

$$r_L = \frac{\alpha \times K \times N}{F_2} \quad (4)$$

Em que:

$\alpha$ : coeficiente, dado em porcentagem, que depende do tipo de solo;

$K$ : coeficiente, dado em MPa, que depende do tipo de solo;

$F_2$ : coeficiente adimensional que depende do tipo de solo;

$N$ : valor do SPT médio em cada camada de solo de espessura  $\Delta_L$ .

Os valores dos coeficientes adimensionais  $K$  e  $\alpha$ , dependem do tipo de solo e podem ser obtidos por meio do Quadro 1 e do Quadro 2, onde estes quadros estão dispostos abaixo.

Quadro 1 – Coeficientes  $k$  e  $\alpha$ .

Tipo de terreno	K (Mpa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Alonso (2010).

Quadro 2 – Coeficientes  $F_1$  e  $F_2$ .

Tipo de estacas	$F_1$	$F_2$
Franki	2,5	5
Pré-moldadas	1,75	3,5
Escavadas	3	6

Fonte: Alonso (2010).

### 2.6.3.2. Resistência de ponta

Segundo a NBR 6122 (2010), a resistência de ponta é a parcela de resistência que transmite a carga ao terreno pela sua base ou ponta. Esta parcela é necessária para calcular a capacidade de carga da estaca e, conforme Aoki e Velloso (1975), pode ser determinada por meio da Equação 5.

$$PP = A_p \times r_p \quad (5)$$

Em que:

$PP$ : resistência de ponta;

$A_p$ : área da seção transversal da ponta da estaca;

$r_p$ : resistência de ponta, em unidades de tensão.

O valor da resistência de ponta depende do tipo de estaca, pois a estaca pode ter a sua base com formatos variados e, a depender disto, a área da seção transversal da ponta

da estaca pode variar, alterando, assim, o valor da resistência da ponta. Além disso, o valor dessa resistência também depende do tipo de solo localizado na base da estaca e, para a determinação da resistência de ponta em unidades de tensão, deve ser seguida a Equação 6.

$$r_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (6)$$

Em que:

$N_p$ : valor do SPT na cota da base da estaca;

$F_1$ : coeficiente adimensional que depende do tipo de solo.

Em resumo, por meio do item 2.6.3, pode-se obter o valor da capacidade de carga das estacas, calculando o valor da resistência da lateral e da ponta de cada estaca analisada, para posterior verificação com a carga admissível estrutural.

## 2.7. Recalques

Segundo Oliveira (2012), o recalque pode ser definido como o deslocamento vertical para baixo sofrido pela base da fundação, em relação à superfície do terreno. Esse comportamento deve ser estudado com muita atenção, pois a partir dele podem ser evitados grandes gastos futuros, com o reparo das estruturas que sofrem danos devido ao recalque e, com reforço de solo para evitar que a estrutura sofra esses danos, devido a análise incorreta do recalque.

Esse fenômeno ocorre tanto em fundações rasas, como nas profundas, sendo necessárias analisá-las nos dois casos, logo, para cada tipo de fundação existe uma maneira específica de cálculo do recalque. Porém caso a fundação rasa esteja apoiada em elementos estruturais que servem para transmitir a carga ao terreno e, esses elementos agirem como fundação profunda, o cálculo do deslocamento da fundação rasa se dará da mesma maneira que o cálculo do recalque para as fundações profundas, como visto no item 2.5.1.1.

O estudo dos recalques é de suma importância para um bom projeto de fundações, pois erros que ocorrem nessa fase podem gerar deslocamentos muito grandes em estruturas, podendo até condená-las.

### 2.7.1. Recalques das sapatas apoiadas em estacas

O cálculo da deformação vertical não ocorre com precisão exata, devido a inúmeras características do solo impossíveis de se determinar com precisão. Assim as

determinações dos recalques são feitas por estimativas que se aproximam do comportamento real. Com base em Velloso e Lopes (2010), as previsões dos recalques podem ser subdivididas em três grandes categorias:

- Métodos racionais: Modelos de previsão de recalques, teoricamente exatos, são combinados a ensaios de laboratório ou *in situ*, que determinam os parâmetros de compressibilidade do solo.
- Métodos semiempíricos: Nesse método, os parâmetros de deformabilidade, obtidos por ensaios *in situ* de penetração, são combinados com modelos de previsões de recalques teoricamente exatos.
- Métodos empíricos: Nesse método, se utiliza de tabelas com valores pré-determinados de tensões admissíveis de cada tipo de solo. A partir dos valores dessas tensões, o resultado é associado a recalques admissíveis em estruturas.

A partir dessas teorias, pode-se estimar o recalque de fundações rasas e profundas. A partir dos parâmetros de deformabilidade obtidos com o ensaio de SPT, é possível estimar esse recalque, sendo então classificado como um método de cálculo semiempírico.

Para o caso de sapatas apoiadas em estacas, foi visto anteriormente, que o cálculo do recalque é feito da mesma maneira que em fundações profundas. Poulos e Davis (1980) trouxeram um estudo de previsão do comportamento carga-recalque em estacas, para isto tomaram como base a utilização de um processo numérico, que calcula a ação da estaca no solo e, este processo usa a solução de Mindlin proposta em 1936.

As soluções encontradas por Poulos e Davis foram apresentadas em forma de ábacos e utilizaram a metodologia de que tanto as estacas podem se deformar, quanto o solo adjacente as estacas também são deformáveis. Os recalques são obtidos considerando-se que a carga atuante na estaca se apresenta de forma axial, sendo as estacas localizadas em solo de espessura finita e com a ponta da estaca estando assentada em material resistente. Dessa forma, o valor do recalque para uma estaca pode ser encontrado pela Equação 7.

$$w = \frac{Q \times l}{E \times B} \quad (7)$$

Em que:

$Q$ : valor da carga atuante na estaca;

$I$ : fator de correção que leva em consideração a razão entre o diâmetro da base da estaca e o diâmetro da estaca, a compressibilidade da estaca, a espessura finita da camada de solo, os possíveis valores diferentes de coeficiente de Poisson do solo e, os casos em que a ponta da estaca se encontra localizada em solo mais rígido;

$E$ : módulo de elasticidade global do solo;

$B$ : diâmetro da estaca.

Pode-se perceber que o fator de correção depende de várias características que devem ser levadas em consideração para o cálculo dos recalques das estacas. Com isso, este fator de correção pode ser encontrado pela Equação 8.

$$I = I_0 \times R_k \times R_h \times R_v \times R_b \quad (8)$$

Em que:

$I_0$ : fator de correção que depende da razão entre o diâmetro da base da estaca e diâmetro da estaca;

$R_k$ : fator de correção para a compressibilidade da estaca;

$R_h$ : fator de correção para espessura finita ( $h$ ), de solo compressível;

$R_v$ : fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;

$R_b$ : fator de correção para a base da estaca localizada em solo mais resistente.

Além disso, outros fatores estão embutidos para a obtenção desse fator de correção  $I$ , são eles:

$\nu$ : coeficiente de Poisson do solo;

$E$ : módulo de elasticidade do solo;

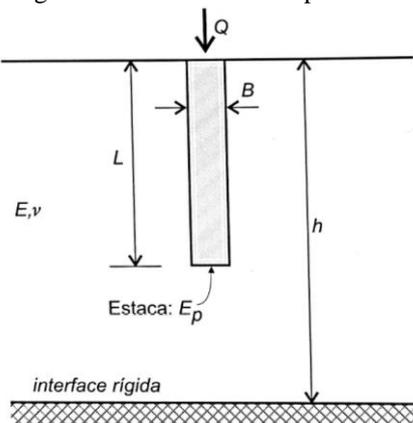
$E_p$ : módulo de elasticidade da estaca, sendo 30000 Mpa para estacas pré-moldadas centrifugadas e 15000 Mpa para estacas de argamassa;

$E_b$ : módulo de elasticidade do solo na base da estaca;

$L$ : comprimento da estaca.

A Figura 12 ilustra alguns desses elementos.

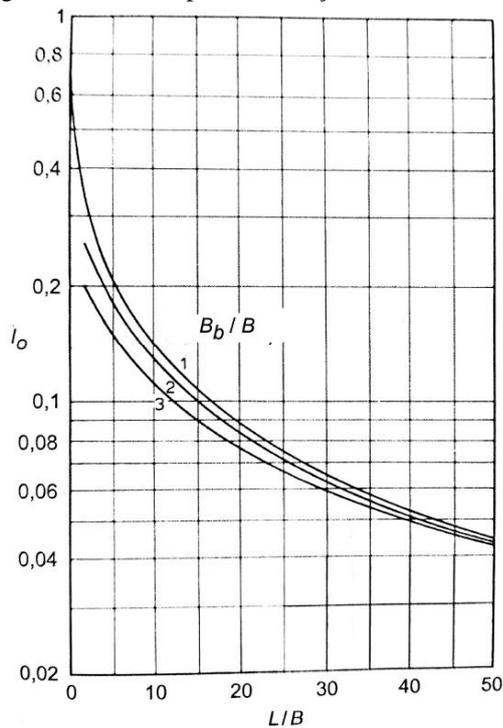
Figura 12 – Algumas características do problema analisado.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Para se dar início a obtenção do recalque da estaca, é necessário encontrar o valor do coeficiente  $I$  e, em seguida calcular o valor do recalque de uma estaca e, como visto acima, este coeficiente depende de uma série de fatores, o primeiro deles a ser encontrado será o coeficiente  $I_0$ . O ábaco utilizado para a determinação do mesmo está indicado na Figura 13.

Figura 13 – Ábaco para a obtenção do coeficiente  $I_0$ .

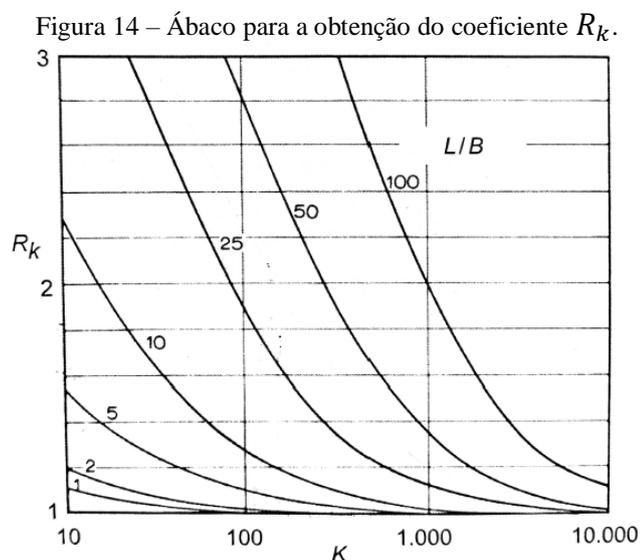


Fonte: Velloso e Lopes (2010).

A partir do ábaco apresentado na Figura 13, podemos relacionar o valor da razão do comprimento da estaca pelo o seu diâmetro, com o valor da razão do diâmetro da base da estaca pelo diâmetro da estaca. Assim, pode-se encontrar o ponto em comum ao

realizar essa relação e, através disso pode-se rebater esse ponto ao eixo vertical e encontrar o valor do coeficiente  $I_0$ .

Encontrado o valor do coeficiente  $I_0$ , o próximo passo é determinar o valor do coeficiente  $R_k$ . O ábaco utilizado para a determinação deste coeficiente está representado na Figura 14.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Pelo ábaco da Figura 14, se tem que relacionar o valor da razão do comprimento da estaca pelo seu diâmetro com o valor de um coeficiente  $K$ . Este coeficiente é um fator de rigidez da estaca e, pode ser determinado pela Equação 9.

$$K = \frac{E_p \times R_A}{E} \quad (9)$$

Em que:

$K$ : fator de rigidez da estaca;

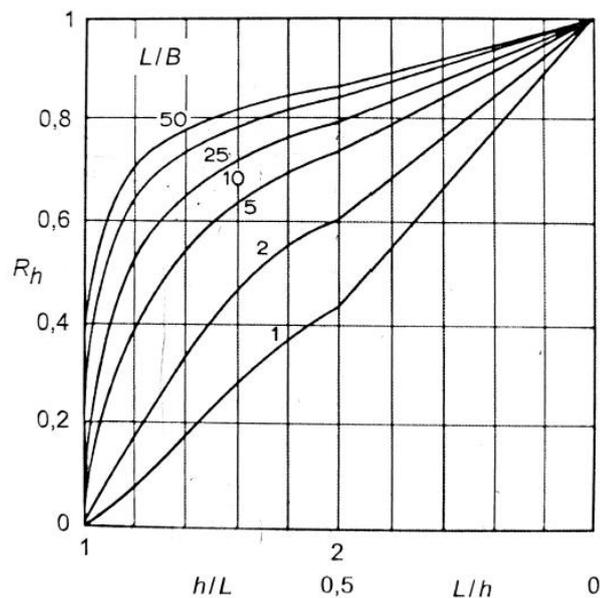
$E$ : módulo de elasticidade do solo;

$R_A$ : razão entre a área da seção transversal estrutural da estaca e a área do círculo externo dessas estacas (para estacas maciças, este valor será 1).

A razão  $R_A$ , em resumo, pode ser determinada pela equação 10.

$$R_A = \frac{A_p}{\frac{\pi \times B^2}{4}} \quad (10)$$

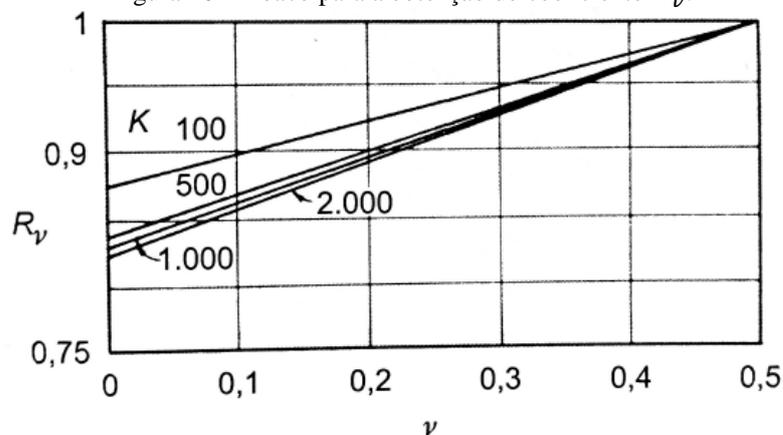
Encontrado o valor do coeficiente  $R_k$ , o próximo fator de correção que deve ser determinado é o coeficiente  $R_h$ . Para a determinação deste, o ábaco que deve ser utilizado está ilustrado na Figura 15.

Figura 15 – Ábaco para a obtenção coeficiente  $R_h$ .

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Como ilustrado na Figura 15, deve-se relacionar o valor da razão do comprimento da estaca pelo seu diâmetro com o valor da razão da espessura da camada de solo compressível pelo comprimento da estaca, ou pela razão inversa dessa relação. Cabe ao calculista observar qual dos valores se adequa melhor para ser utilizado no ábaco.

Tendo encontrado o valor do coeficiente  $R_h$ , o próximo coeficiente que deve determinado será o  $R_v$ . Para isso, o ábaco necessário para essa determinação será o ilustrado pelo Figura 16.

Figura 16 – Ábaco para a obtenção do coeficiente  $R_v$ .

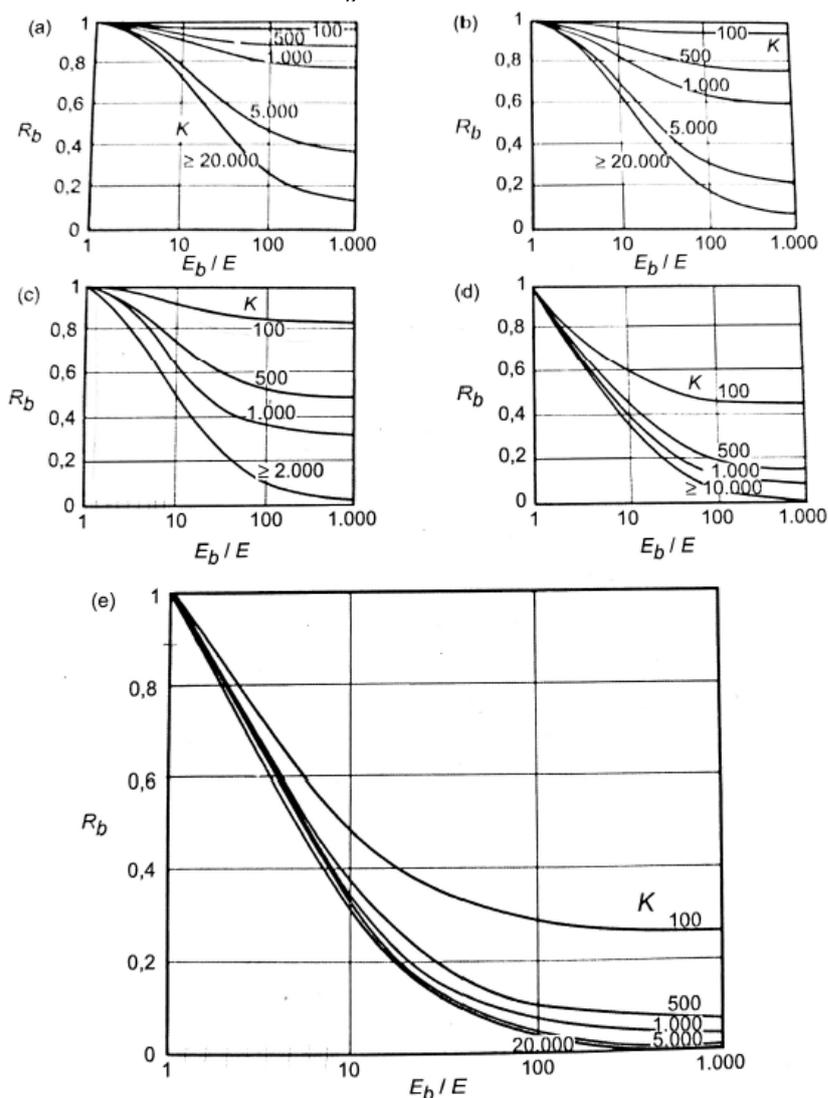
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Observando o ábaco mostrado pela Figura 16, percebe-se que para a obtenção do coeficiente  $R_v$ , é necessário associar o valor do coeficiente  $K$ , com o valor do coeficiente

de Poisson do solo. Assim, ao obter o ponto de intersecção desses valores, deve-se rebater o mesmo para encontrar o valor do fator de correção  $R_v$ .

O último coeficiente a ser encontrado é o fator de correção  $R_b$ . Diferentemente dos outros fatores de correção, este coeficiente apresenta cinco possíveis ábacos que podem ser utilizados para a sua determinação. A Figura 17 apresenta os ábacos necessários para isso.

Figura 17 – Ábacos para a obtenção do coeficiente  $R_b$ : (a) para casos em que  $\frac{L}{B} = 75$ ; (b) para casos em que  $\frac{L}{B} = 50$ ; (c) para casos em que  $\frac{L}{B} = 25$ ; (d) para casos em que  $\frac{L}{B} = 10$ ; (e) para casos em que  $\frac{L}{B} = 5$ .



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Pode-se perceber que existem cinco diferentes tipos de ábacos para a determinação deste fator de correção e, para a escolha do ábaco a ser utilizado, deve ser observado o valor da razão do comprimento da estaca pelo seu diâmetro e, a partir deste resultado observar qual ábaco deve ser utilizado.

Observando os ábacos mostrados pela Figura 17, para a obtenção do fator de correção  $R_b$ , deve ser calculado o valor da razão do módulo de elasticidade do solo localizado na base da estaca pelo módulo de elasticidade de todo o terreno e, relacionar esse valor ao coeficiente  $K$ , a partir disso podemos rebater o ponto em comum encontrado e encontrar o valor do coeficiente de correção  $R_b$ .

A partir dos procedimentos exemplificados, pode-se obter todos os fatores de correção e, com isso encontrar o fator  $I$ . Ao encontrar este fator, basta apenas substituir o mesmo na Equação 7, juntamente com os demais valores dessa equação, e obter o valor do recalque para uma estaca.

Porém, na maioria dos casos, as estacas não estão isoladas suportando as cargas de um pilar ou de uma fundação rasa, elas se apresentam em grupos de estacas. Esses grupos ao atuar em conjunto possuem um recalque maior que o recalque individual de cada estaca e, segundo Fleming *et al.* (1985) esse recalque pode ser obtido pela Equação 11.

$$\rho = w \times \xi \quad (11)$$

Em que:

$\rho$ : recalque do grupo de estacas;

$\xi$ : fator de correção para o grupo de estacas.

O fator de correção para o grupo de estacas, depende tanto do número de estacas presente no grupo, quanto do tipo de solo no qual estão localizadas e, pode ser determinado pela Equação 12.

$$\xi = n^\eta \quad (12)$$

Em que:

$n$ : número de estacas do grupo;

$\eta$ : expoente que depende do tipo de solo: 0,33 para estacas em areia e 0,5 para estacas em argila.

Vale salientar que para a obtenção do módulo de elasticidade do solo de todo o perfil e do módulo de elasticidade do solo na base das estacas foi seguido o modelo de Velloso e Lopes (2010), em que este módulo pode ser determinado pela Equação 13.

$$E = 3 a 4 \times N_{SPT} \quad (13)$$

Em que:

$E$ : módulo de elasticidade do solo na base das estacas ou de todo o terreno.

O valor obtido pela Equação 13, se dará em MPa e, para a obtenção do módulo de elasticidade do solo na base das estacas, basta calcular o SPT médio do solo que está

localizado nessa região. Já para o módulo de elasticidade de todo o terreno, deve-se adotar o SPT médio de todo o perfil.

Outra observação importante deve ser feita, em relação ao coeficiente de Poisson do solo, em que o mesmo pode possuir valores diferentes para cada tipo de solo. Com isso, ainda seguindo Velloso e Lopes (2010), para a obtenção dos valores do coeficiente de Poisson, se atendeu a seguinte condição:

$$v = \begin{cases} 0,3 & \text{para } N_{SPT} \leq 10 \\ 0,4 & \text{para } 10 \leq N_{SPT} \leq 20 \\ 0,5 & \text{para } N_{SPT} > 20 \end{cases}$$

Percebe-se, então, que a determinação do coeficiente de Poisson, também seguiu os perfis de sondagem do terreno. Assim, são determinados todos os parâmetros necessários para o cálculo do recalque.

Ao fim desse processo é possível determinar o recalque do grupo de estacas, ou seja, o recalque das sapatas apoiadas em estacas. A seguir, foi apresentado o modelo para o cálculo do recalque das fundações profundas.

### **2.7.2. Recalques em Fundações Profundas**

Como as fundações profundas são expressas por estacas, o procedimento para o cálculo do seu recalque é análogo ao cálculo do recalque de sapatas apoiadas em estacas de argamassa. Assim, basta seguir o item anterior para a determinação destes deslocamentos, alterando os parâmetros particulares para cada caso.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

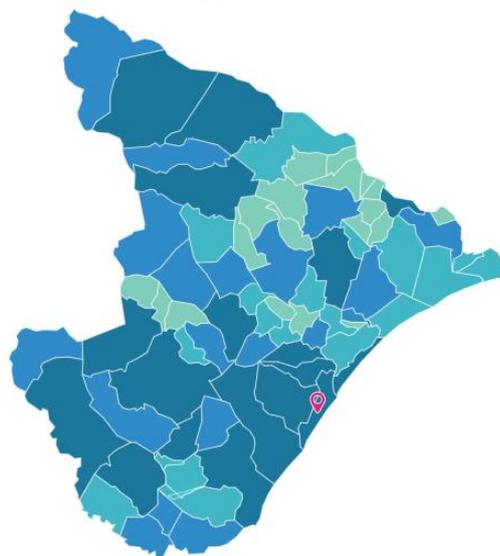
Neste trabalho, está apresentado um estudo comparativo entre os recalques de fundações rasas e profundas na presença de solo mole. Esse estudo foi realizado a partir de sondagens feitas no local da obra e os carregamentos nas fundações, onde comparou-se o recalque entre as fundações rasas do tipo sapata apoiada em estacas de argamassa e as fundações profundas do tipo estaca pré-moldada centrifugada de concreto armado.

Nesta seção estão descritos todos os procedimentos e materiais utilizados para a realização desse trabalho, em que está representada a área de estudo, a descrição dos dados coletados para o dimensionamento das fundações, a análise do subsolo local a partir de sondagens e a execução da análise dos dados.

#### 3.1. Área de Estudo

O objeto de estudo é um edifício residencial localizado na cidade de Aracaju/SE, que segundo dados do IBGE (2017), o município conta com uma população de 571.149 pessoas. A Figura 18 ilustra o território do estado de Sergipe e a localização da cidade de Aracaju está representada pelo ícone vermelho.

Figura 18 – Mapa de Sergipe, indicando a cidade de Aracaju.



Fonte: IBGE (2017).

Ainda conforme o IBGE (2017), a cidade conta com uma extensão territorial de 181,857 km<sup>2</sup>, onde foi construído um edifício residencial com fundações rasas, na presença de solo mole. Como enfoque nesse trabalho, foram dimensionadas fundações profundas para o mesmo edifício e comparado o recalque dos dois sistemas.

### 3.2. Coleta de Dados

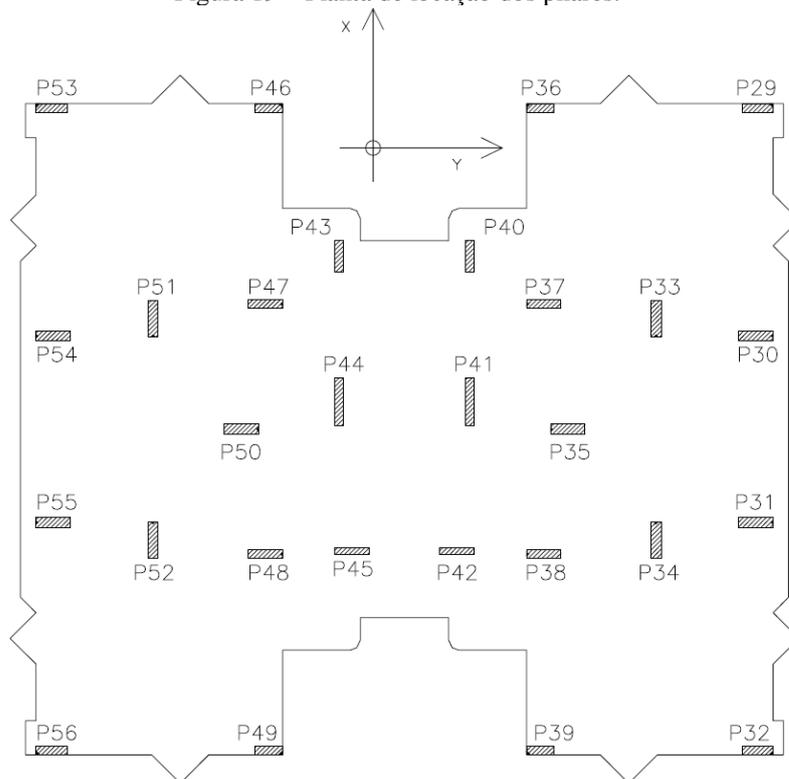
Antes de iniciar o dimensionamento das estacas e o cálculo das estimativas dos recalques, para as sapatas já existentes, foi necessário realizar a coleta de dados para tornar esses objetivos possíveis, onde essas informações estão atribuídas da seguinte forma:

- Planta baixa de localização dos pilares;
- Cargas dos pilares do edifício tipo;
- Indicação do posicionamento dos furos de sondagem;
- Perfis de sondagem no terreno da obra;
- Planta das fundações do tipo sapata do edifício.

#### 3.2.1. Planta baixa de localização dos pilares

Essa planta é de suma importância para o projeto de fundações, pois é a partir dos dados existentes em planta que é determinado a posição dos blocos de coroamento e, conseqüentemente, a posição das estacas. O engenheiro de fundações deve receber essa planta pronta para que possa dar início ao dimensionamento das fundações profundas e evitar o choque por superposição dos blocos a serem feitos. A Figura 19 ilustra a planta de localização dos pilares do presente estudo.

Figura 19 – Planta de localização dos pilares.



Fonte: Empresa Executora (2007).

### 3.2.2. Cargas dos pilares do edifício tipo

Além da planta de locação dos pilares, para o dimensionamento das estacas, também é necessário o conhecimento de todas as cargas atuantes sobre cada pilar da edificação e, de acordo com isto, os valores de cargas gravitacionais para os pilares do presente estudo estão expostos no Quadro 3.

Quadro 3 – Dimensões e cargas atuantes nos pilares.

PILARES DO EDIFÍCIO					
PILAR	CARGAS GRAVITACIONAIS			DIMENSÕES	
	Fz (tf)	Mx (tfm)	My (tfm)	X (cm)	Y (cm)
P29	283,4	0,0	0,3	25,0	90,0
P36	253,0	1,6	0,6	25,0	80,0
P46	254,0	1,2	0,0	25,0	80,0
P53	263,6	1,2	0,1	25,0	90,0
P30	334,9	0,4	0,3	30,0	100,0
P33	336,4	0,0	0,7	105,0	30,0
P37	247,4	1,0	0,6	25,0	100,0
P40	314,3	0,1	1,6	90,0	25,0
P43	313,0	0,0	1,3	90,0	25,0
P47	258,0	1,2	0,2	25,0	100,0
P51	330,1	0,1	0,3	105,0	30,0
P54	317,3	0,8	0,2	30,0	100,0
P35	276,7	1,0	0,3	30,0	100,0
P41	370,4	0,1	1,0	140,0	25,0
P44	358,5	0,1	0,6	140,0	25,0
P50	278,2	0,9	0,3	30,0	100,0
P31	335,7	0,1	0,2	30,0	100,0
P34	334,9	0,0	1,4	105,0	30,0
P38	300,6	0,4	0,7	25,0	100,0
P42	219,0	0,1	0,3	20,0	100,0
P45	215,6	0,9	0,3	20,0	100,0
P48	307,5	0,3	0,1	25,0	100,0
P52	328,7	0,1	1,9	105,0	30,0
P55	321,3	0,8	0,2	30,0	100,0
P32	246,3	0,5	0,4	25,0	90,0
P39	268,2	0,0	0,7	25,0	80,0
P49	260,4	0,2	0,3	25,0	80,0
P56	250,3	0,2	0,3	25,0	90,0
Fz: carga atuante no pilar, em tf;					
Mx: momento atuante no pilar, na direção x, em tf.m;					
My: momento atuante no pilar, na direção y, em tf.m.					

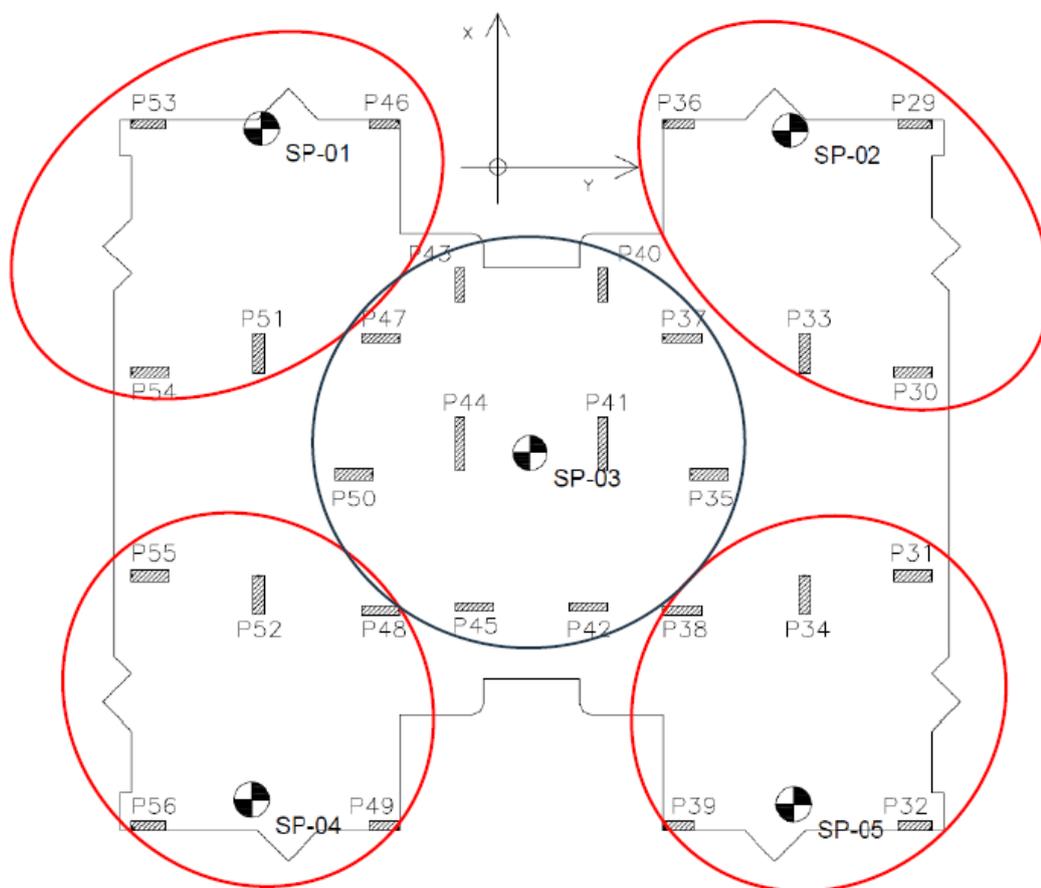
Fonte: Empresa Executora (2007).

Outro fator determinante para o dimensionamento de estacas é a dimensão dos pilares, pois como o bloco de coroamento deve ter dimensão superior a maior dimensão do pilar, a quantidade de estacas depende diretamente das dimensões do pilar em que está se fazendo a análise. O cálculo da carga atuante em cada estaca, de acordo com os valores mencionados no Quadro 3, foi feito conforme o item 2.6.2 deste trabalho.

### 3.2.3. Indicação do posicionamento dos furos de sondagem

Com relação a investigação do subsolo presente no local da obra, o estudo foi feito a partir de sondagens SPT. O posicionamento dos furos de sondagem se deu de forma em que a área do terreno fosse contemplada de forma efetiva e não houvesse locais muito distantes dos furos. A partir deste ensaio, foi possível obter as características do solo do local até a profundidade de projeto. A Figura 20 indica o posicionamento desses furos.

Figura 20 – Locação dos furos de sondagem.



Fonte: Empresa Executora (2007).

### 3.2.4. Perfis de sondagem no terreno da obra

Definido o posicionamento dos furos de sondagem e executada a perfuração, pode-se obter os perfis de sondagem do solo local. Com isso, toda a região da obra será

caracterizada e seu subsolo conhecido, podendo assim dimensionar as estacas corretamente. Os perfis de sondagem dos furos apresentados na Figura 20, estão dispostas no Anexo A.

Como pode-se observar, por meio da Figura 20, foram feitos cinco furos de sondagem no local da obra para caracterização do terreno, onde foi atribuído um perfil de sondagem a cada pilar para fins de dimensionamento das estacas.

- O perfil de sondagem do furo SP – 01, corresponderá aos pilares: P53, P46, P51 e P54;
- O perfil de sondagem do furo SP – 02, corresponderá aos pilares: P29, P36, P33 e P30;
- O perfil de sondagem do furo SP – 03, corresponderá aos pilares: P40, P43, P37, P47, P41, P44, P35, P50, P42 e P45;
- O perfil de sondagem do furo SP – 04, corresponderá aos pilares: P49, P56, P48, P52 e P55;
- O perfil de sondagem do furo SP – 05, corresponderá aos pilares: P39, P32, P38, P34 e P31.

A escolha do tipo de terreno de cada pilar, de acordo com os furos de sondagem, se deu pela proximidade dos pilares com relação a esse furo. Assim sendo, os pilares mais próximos de um determinado furo obtiveram as características do solo encontrado por essa determinada sondagem.

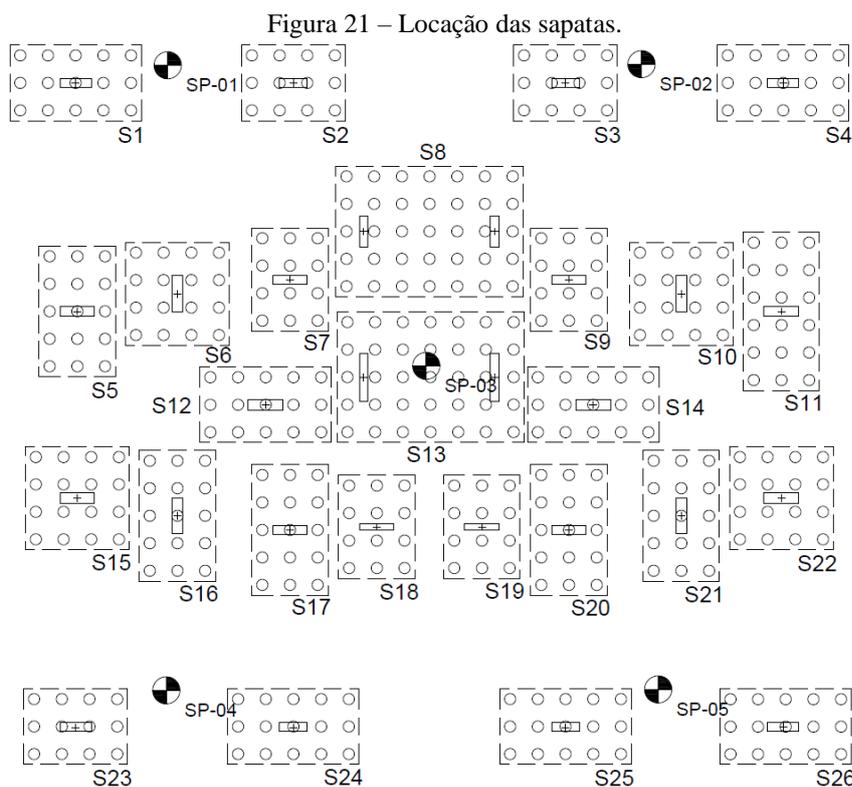
As determinações das cargas nas estacas foram feitas com base no item 2.6.2 deste trabalho. Para o dimensionamento das estacas foi feito tomando como base as cargas atuantes nas fundações e os perfis do solo local, conforme o item 2.6.3 deste trabalho. Já para a estimativa dos recalques, o item 2.7 foi tomado como base para o seu cálculo e, vale salientar que para a determinação do módulo de elasticidade, em MPa, foi adotado a seguinte expressão  $E = 3,5 \times N_{SPT}$ .

### **3.2.5. Planta das fundações do tipo sapata do edifício**

Como já foi visto, o edifício em questão foi executado com fundações rasas do tipo sapata reforçadas com estacas de argamassa. Para calcular o recalque dessas estruturas é necessário conhecer suas dimensões e suas profundidades de assentamento. De acordo com o carregamento, forma e posicionamento dos pilares foram dimensionados sete tipos diferentes de sapatas, que podem ser detalhadas como mostrado a seguir.

- Sapatas S1, S4, S12, S14, S16, S21, S24, S25 e S26: Dimensões de 220 x 380cm. Essa sapata foi executada para os pilares P53, P29, P50, P35, P52, P34, P49, P39 e P32, respectivamente.
- Sapatas S2, S3 e S23: Dimensões de 220 x 300cm. Essa sapata foi executada para os pilares P46, P36 e P56, respectivamente.
- Sapatas S6, S10, S15 e S22: Dimensões de 300 x 300cm. Essa sapata foi executada para os pilares P51, P33, P55 e P31, respectivamente.
- Sapata S7, S9, S18 e S19: Dimensões de 220 x 300cm. Essa sapata foi executada para os pilares P47, P37, P45 e P42, respectivamente.
- Sapata S5, S17 e S20: Dimensões de 220 x 380cm. Essa sapata foi executada para os pilares P54, P48 e P38, respectivamente.
- Sapata S11: Dimensões de 220 x 460cm. Essa sapata foi executada para o pilar P30;
- Sapata S8 e S13: Dimensões de 540 x 380cm. Essa sapata foi executada para os pilares P43 + P40, P44 + P41, respectivamente.

Vale salientar que as sapatas S8 e S13, são comuns a mais de um pilar e com relação a cota de assentamento das sapatas, todas elas foram posicionadas a 1,30 metros de profundidade. A planta baixa com a locação das sapatas está disposta na Figura 21.



Através dessa planta baixa, e de maneira análoga à determinação dos furos de sondagem para cada pilar, foi feita a mesma verificação que determinará qual furo de sondagem corresponde a cada sapata, como pode ser visto abaixo.

- O perfil de sondagem do furo SP – 01, corresponderá as sapatas: S1, S2, S5 e S6.
- O perfil de sondagem do furo SP – 02, corresponderá as sapatas: S3, S4, S10 e S11.
- O perfil de sondagem do furo SP – 03, corresponderá as sapatas: S7, S8, S9, S12, S13, S14, S18 e S19.
- O perfil de sondagem do furo SP – 04, corresponderá as sapatas: S15, S16, S17, S23 e S24.
- O perfil de sondagem do furo SP – 05, corresponderá as sapatas: S20, S21, S22, S25 e S26.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção estão apresentados os resultados referentes ao dimensionamento das estacas, assim como a obtenção e comparação dos recalques encontrados para os dois tipos de fundações.

Vale ressaltar que foram desprezados dos resultados o peso próprio das sapatas, assim como o peso dos blocos de coroamento das estacas, devido ao seu valor ser muito pequeno em relação a carga atuante nessas fundações. Além disso, os blocos utilizados neste trabalho, foram os rígidos, justificando o seu uso, principalmente, pelas melhores características em relação ao desempenho estrutural e por este distribuir os recalques de maneira uniforme para as estacas.

##### 4.1. Características das Sapatas Apoiadas em Estacas Argamassadas

Em relação a esse tipo de fundação não foi necessário realizar nenhum tipo de dimensionamento, já que estas fundações foram utilizadas na construção real da obra e todas as informações necessárias foram disponibilizadas pela empresa executora do projeto. O Quadro 4 apresenta os dados desse tipo de fundação.

Quadro 4 – Características estruturais das sapatas apoiadas em estacas de argamassa.

Sapatas	Dimensões (m)		Altura da sapata (m)	Quantidade de estacas de argamassa	Diâmetro das estacas (m)	Diâmetro da base das estacas (m)	Comprimento das estacas de argamassa (m)
	x	y					
S1	3,8	2,2	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S2	3,0	2,2	1,3	12	0,32	0,6	1,7
S3	3,0	2,2	1,3	12	0,32	0,6	1,7
S4	3,8	2,2	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S5	2,2	3,8	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S6	3,0	3,0	1,3	16	0,32	0,6	1,7
S7	2,2	3,0	1,3	12	0,32	0,6	1,7
S8	5,4	3,8	1,3	35	0,32	0,6	1,7
S9	2,2	3,0	1,3	12	0,32	0,6	1,7
S10	3,0	3,0	1,3	16	0,32	0,6	1,7
S11	2,2	4,6	1,3	18	0,32	0,6	1,7
S12	3,8	2,2	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S13	5,4	3,8	1,3	35	0,32	0,6	1,7
S14	3,8	2,2	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S15	3,0	3,0	1,3	16	0,32	0,6	1,7
S16	2,2	3,8	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S17	2,2	3,8	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S18	2,2	3,0	1,3	12	0,32	0,6	1,7
S19	2,2	3,0	1,3	12	0,32	0,6	1,7

Sapatas	Dimensões (m)		Altura da sapata (m)	Quantidade de estacas de argamassa	Diâmetro das estacas (m)	Diâmetro da base das estacas (m)	Comprimento das estacas de argamassa (m)
	x	y					
S20	2,2	3,8	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S21	2,2	3,8	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S22	3,0	3,0	1,3	16	0,32	0,6	1,7
S23	3,0	2,2	1,3	12	0,32	0,6	1,7
S24	3,8	2,2	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S25	3,8	2,2	1,3	15	0,32	0,6	1,7
S26	3,8	2,2	1,3	15	0,32	0,6	1,7

Fonte: Empresa Executora (2007).

A partir do Quadro 4, pode-se verificar as dimensões das sapatas, assim como a quantidade de estacas utilizadas como reforço para cada uma delas e os comprimentos dessas estacas. Como as estacas estão sob as sapatas, elas possuem a função de transmitir ao terreno as cargas advindas dos pilares, agindo como elemento de fundação.

Ainda em relação ao Quadro 4, é notado que todas as estacas de argamassa possuem uma base mais alargada em relação ao restante do seu diâmetro, assim como, percebe-se que todas as estacas estão apoiadas a uma cota de três metros de profundidade. Isto é feito para que as estacas transmitam as cargas dos pilares a uma região do solo mais resistente.

#### 4.2. Dimensionamento das Fundações Profundas

Para realizar o dimensionamento das fundações profundas foi feito, primeiramente, a escolha dos diâmetros de estaca pré-moldada a ser utilizada. Para isso, buscou-se em um catálogo técnico de um fabricante disponibilizado gratuitamente de forma *online*, a SCAC Soluções em Estruturas e Engenharia, os tipos disponíveis de diâmetros para estacas pré-moldadas e, com isso, foi adotado três diferentes tipos de seções transversais para realizar o dimensionamento. As características das estacas escolhidas, conforme a SCAC Engenharia, estão no Quadro 5.

Quadro 5 – Características estruturais das estacas escolhidas.

Diâmetro (cm)	Espessura da Parede (mm)	Resistência a Compressão (Mpa)	Carga Admissível Estrutural (KN)
42	8	40	1250
50	10	40	1850
60	10	40	2350

Fonte: SCAC Engenharia adaptado (2018).

Tendo escolhido as estacas que serão utilizadas no projeto, pode-se dar início ao dimensionamento das fundações profundas, com a finalidade de encontrar o comprimento e a quantidade de estacas necessárias para cada pilar do edifício.

Para a obtenção desses resultados foi necessário determinar a carga admissível das estacas em relação a cada furo de sondagem ao qual estão relacionadas e, simultaneamente a esse processo, determinar a quantidade de estacas que deve ser adotada para cada pilar da obra, respeitando a condição que a carga atuante em cada estaca seja menor que a carga admissível da mesma. O Quadro 6 mostra os resultados obtidos quanto ao dimensionamento das estacas.

Quadro 6 – Dimensionamento das fundações profundas.

Pilar	Furo de Sondagem Correspondente	Limite de Sondagem (m)	Quantidade de Estacas	Diâmetro Adotado (m)	Comprimento das Estacas (m)
P46	SP – 01	20,45	2	0,60	14
P53	SP – 01	20,45	2	0,60	15
P51	SP – 01	20,45	3	0,50	14
P54	SP – 01	20,45	3	0,50	14
P30	SP – 02	18,45	2	0,50	13
P33	SP – 02	18,45	2	0,50	13
P29	SP – 02	18,45	2	0,50	13
P36	SP – 02	18,45	2	0,50	13
P43	SP – 03	17,45	2	0,50	13
P47	SP – 03	17,45	2	0,50	10
P37	SP – 03	17,45	2	0,50	10
P40	SP – 03	17,45	2	0,50	13
P35	SP – 03	17,45	2	0,50	10
P41	SP – 03	17,45	2	0,60	13
P44	SP – 03	17,45	2	0,50	13
P50	SP – 03	17,45	2	0,50	12
P42	SP – 03	17,45	2	0,42	10
P45	SP – 03	17,45	2	0,42	10
P49	SP – 04	20,45	2	0,50	10
P56	SP – 04	20,45	2	0,50	10
P55	SP – 04	20,45	2	0,50	15
P48	SP – 04	20,45	2	0,50	14
P52	SP – 04	20,45	2	0,50	15
P31	SP – 05	20,45	2	0,50	14
P34	SP – 05	20,45	2	0,50	14
P38	SP – 05	20,45	2	0,50	14
P32	SP – 05	20,45	2	0,42	14
P39	SP – 05	20,45	2	0,50	13

Fonte: Autor (2018).

Em análise do Quadro 6, pode-se observar que as estacas apresentaram seu comprimento variando em torno de 10 a 15 metros e que possuem uma quantidade de estacas em torno de 2 a 3 unidades por pilar. É importante ressaltar que para a determinação do comprimento, foi necessário calcular a capacidade de carga para cada estaca, a cada metro de profundidade e, quando este valor se apresentava maior que a carga atuante nas estacas, em todos os metros seguintes, podia-se adotar esta cota como sendo a cota de apoio das estacas e, assim, fazer a determinação de todos os comprimentos.

Outra análise importante realizada para a obtenção do Quadro 6, foi o método realizado para a obtenção da carga atuante nas estacas. Como os momentos fletores, oriundos do pilar, podem gerar tração ou compressão nesses elementos, foi importante verificar qual momento estava atuando e de que forma ocorria essa atuação nas estacas.

Este fator depende do posicionamento das estacas no bloco de coroamento e, para isso, foi atendido a recomendação de Alonso (2010), já citada anteriormente, em que todos os blocos, para duas e três estacas, tivessem o seu formato retangular e o posicionamento desses blocos foi feito de forma que o seu maior lado estivesse paralelo ao maior lado do pilar. Assim, pode-se analisar qual momento estaria gerando tração ou compressão em cada estaca do bloco, já que a localização das estacas nesses blocos é pré-definida, conforme o item 2.6.1, definindo a carga atuante em todas as estacas da obra. O Quadro 7 apresenta as cargas atuantes nas estacas e suas capacidades de carga, na cota determinada.

Quadro 7 – Cargas atuantes e capacidades de carga das estacas.

Pilar	Carga atuante nas estacas (KN)			Valor da capacidade de carga das estacas na cota de apoio determinada (KN)
	Estaca 01	Estaca 02	Estaca 03	
P46	1286,00	1254,00	-	1301,48
P53	1334,00	1302,00	-	1478,12
P51	1095,53	1100,33	1105,13	1131,24
P54	1070,47	1057,67	1044,87	1071,01
P30	1680,90	1668,10	-	1838,23
P33	1670,80	1693,20	-	1838,23
P29	1417,00	1417,00	-	1838,23
P36	1290,60	1239,40	-	1838,23
P43	1544,20	1585,80	-	1850,00
P47	1309,20	1270,80	-	1673,52
P37	1253,00	1221,00	-	1673,52
P40	1545,90	1597,10	-	1850,00

Pilar	Carga atuante nas estacas (KN)			Valor da capacidade de carga das estacas na cota de apoio determinada (KN)
	Estaca 01	Estaca 02	Estaca 03	
P35	1399,50	1367,50	-	1673,52
P41	1838,67	1865,33	-	2320,40
P44	1782,90	1802,10	-	1850,00
P50	1405,40	1376,60	-	1489,97
P42	1096,90	1093,10	-	1250,00
P45	1095,14	1060,86	-	1250,00
P49	1305,20	1298,80	-	1347,25
P56	1254,17	1248,83	-	1649,02
P55	1619,30	1593,70	-	1850,00
P48	1542,30	1532,70	-	1817,58
P52	1613,10	1673,90	-	1850,00
P31	1680,10	1676,90	-	1850,00
P34	1652,10	1696,90	-	1850,00
P38	1509,40	1496,60	-	1850,00
P32	1241,02	1221,98	-	1250,00
P39	1341,00	1341,00	-	1497,60

Fonte: Autor (2018).

Analisando o Quadro 6 e 7, tomando como exemplo o pilar P46, percebe-se que a sua fundação foi feita com duas estacas de 0,60 metros de diâmetro e com um comprimento de 14 metros. Para a obtenção desses resultados, foi observado que as estacas de 0,42 metros e 0,50 metros não conseguiam suportar as cargas atuantes, mesmo utilizando todo o comprimento do furo de sondagem (até a rocha). Dessa forma, foi necessário a utilização das estacas de 0,60 metros ou a adoção de três unidades de estacas com diâmetros menores. Pela questão econômica, fez-se a escolha das estacas de 0,60 metros e este procedimento foi feito de maneira análoga para todos os pilares da obra. O Quadro 8 apresenta a determinação do comprimento em relação ao pilar P46.

Quadro 8 – Determinação do comprimento da estaca do pilar P46.

L (m)	N (médio)	K (Mpa)	$\alpha$ (%)	PL (KN)	$\Sigma$ PL (KN)	PP (KN)	PR (KN)	Carga Admissível Estrutural (KN)	P (KN)
1	8	1,0	1,4	60,32	60,32	718,06	778,37	2350	389,19
2	7	1,0	1,4	52,78	113,09	628,30	741,39	2350	370,70
3	8	1,0	1,4	60,32	173,41	718,06	891,47	2350	445,73
4	32	1,0	1,4	241,27	414,68	2872,23	3286,91	2350	1643,45
5	45	1,0	1,4	339,28	753,96	4039,07	4793,03	2350	2350,00
6	55	1,0	1,4	414,68	1168,64	4936,64	6105,28	2350	2350,00
7	10	1,0	1,4	75,40	1244,03	897,57	2141,61	2350	1070,80
8	6	1,0	1,4	45,24	1289,27	538,54	1827,81	2350	913,91

L (m)	N (médio)	K (Mpa)	$\alpha$ (%)	PL (KN)	$\Sigma$ PL (KN)	PP (KN)	PR (KN)	Carga Admissível Estrutural (KN)	P (KN)
9	8	1,0	1,4	60,32	1349,59	718,06	2067,65	2350	1033,82
10	7	1,0	1,4	52,78	1402,37	628,30	2030,67	2350	1015,33
11	7	0,8	2,0	60,32	1462,68	502,64	1965,32	2350	982,66
12	5	0,8	2,0	43,08	1505,77	359,03	1864,79	2350	932,40
13	6	0,8	2,0	51,70	1557,47	430,83	1988,30	2350	994,15
14	13	0,8	2,0	112,02	1669,48	933,47	2602,96	2350	1301,48
15	16	0,8	2,0	137,87	1807,35	1148,89	2956,24	2350	1478,12
16	17	1,0	1,4	128,17	1935,52	1525,87	3461,39	2350	1730,70
17	27	1,0	1,4	203,57	2139,09	2423,44	4562,54	2350	2281,27
18	14	1,0	1,4	105,55	2244,65	1256,60	3501,25	2350	1750,62
19	6	0,23	3,4	25,27	2269,92	123,86	2393,78	2350	1196,89
20	6	0,23	3,4	25,27	2295,18	123,86	2419,05	2350	1209,52
21	-	-	-	-	-	-	-	2350	-

L: comprimento da camada de solo, analisado a cada metro;  
N: valor do SPT para cada metro correspondente;  
K: coeficiente, dado em MPa, que depende do tipo de solo;  
 $\alpha$ : coeficiente, dado em porcentagem, que depende do tipo de solo;  
PL: parcela de resistência lateral;  
PP: parcela de resistência da ponta;  
PR: capacidade de carga inicial da estaca;  
P: capacidade de carga final da estaca.

Fonte: Autor (2018).

Pode-se perceber, analisando o Quadro 8, que o comprimento de 14 metros adotado para suas estacas é pertinente, já que este valor e todos os outros valores de capacidade de carga abaixo dos 14 metros são maiores que a carga atuante nas estacas desse pilar. Este é o motivo de não se adotar, por exemplo, o comprimento de 4 metros para essas estacas, já que nos metros subsequentes o valor da capacidade de carga está abaixo da carga atuante.

Tomando como base os resultados obtidos pelos Quadros 4 e 6, pode-se calcular os recalques das estacas e das sapatas apoiadas em estacas de argamassa e, estes resultados, podem ser vistos na próxima seção.

### 4.3. Recalques

Nesta seção estão apresentados os resultados obtidos em relação aos recalques encontrados pelos dois tipos de fundações, assim como o comparativo realizado entre estes dois resultados obtidos.

### 4.3.1. Recalques das sapatas apoiadas em estacas argamassadas

Como as estacas de argamassa estão agindo como elementos de fundação, o recalque desse tipo de estrutura foi calculado a partir do deslocamento das estacas, o que corresponde que o valor do deslocamento encontrado será o mesmo para toda a estrutura em si.

Primeiramente, foi necessário observar alguns fatores que são determinantes para o cálculo dos recalques, fatores estes que estão dispostos no Quadro 4, como por exemplo a quantidade de estacas e os seus diâmetros, e os dados que foram obtidos nos perfis de sondagem do terreno (Anexo A).

Além disso, cada sondagem apresentou características de solos diferentes, portanto, apesar de todas as estacas de argamassa se apoiarem a uma cota de três metros, o terreno logo abaixo da sua base, assim como o solo de todo o perfil, se apresentou de maneira diferente em relação a cada furo de sondagem.

Os perfis de sondagem do local da obra indicam qual o tipo de terreno no qual as fundações foram apoiadas, assim para cada perfil analisado existe um valor médio de SPT, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. As características dos furos de sondagem que são determinantes para a obtenção dos recalques das fundações, estão dispostas no Quadro 9.

Quadro 9 – Características dos perfis de sondagem.

Furo de Sondagem	SPT médio do perfil	Módulo de Elasticidade do solo em todo o perfil (Mpa)	Coeficiente de Poisson do solo	SPT médio do solo na base das estacas	Módulo de Elasticidade do solo na base das estacas (Mpa)
SP - 01	15,15	53,025	0,4	44,00	154,00
SP - 02	27,61	96,635	0,5	44,50	155,75
SP - 03	29,18	102,13	0,5	53,33	186,65
SP - 04	23,65	82,775	0,5	34,50	120,75
SP - 05	20,70	72,450	0,5	29,67	103,85

Fonte: Autor (2018).

A partir do Quadro 9, nota-se que o furo de sondagem SP – 01 foi o perfil que apresentou o solo de menor resistência, justificando o uso das estacas de 0,60 metros e os casos em que foi necessário adotar três estacas para suportar as cargas dos pilares. E, com os resultados encontrados mostrados neste quadro, juntamente com as cargas dos pilares indicados pelo Quadro 4, pode-se calcular o recalque dessas fundações.

Para o cálculo dos recalques, primeiramente, foi necessário determinar os fatores de correções identificados pelo item 2.7.1. O Quadro 10 apresenta esses valores.

Quadro 10 – Valores encontrados para os fatores de correção.

Sapatas	Coeficientes					
	$I_0$	$R_k$	$R_h$	$R_v$	$R_b$	$I$
S1	0,19	1,16	0,93	0,96	0,86	0,169
S2	0,19	1,16	0,93	0,97	0,86	0,171
S3	0,19	1,10	0,92	1,00	0,94	0,181
S4	0,19	1,10	0,92	1,00	0,94	0,181
S5	0,19	1,16	0,93	0,96	0,86	0,169
S6	0,19	1,16	0,93	0,96	0,86	0,169
S7	0,19	1,16	0,91	1,00	0,93	0,186
S8	0,19	1,16	0,91	1,00	0,93	0,186
S9	0,19	1,16	0,91	1,00	0,93	0,186
S10	0,19	1,10	0,92	1,00	0,94	0,181
S11	0,19	1,10	0,98	1,00	0,94	0,193
S12	0,19	1,16	0,91	1,00	0,93	0,187
S13	0,19	1,16	0,91	1,00	0,93	0,187
S14	0,19	1,16	0,91	1,00	0,93	0,187
S15	0,19	1,14	0,93	1,00	0,96	0,193
S16	0,19	1,14	0,93	1,00	0,96	0,193
S17	0,19	1,14	0,93	1,00	0,96	0,193
S18	0,19	1,16	0,91	1,00	0,93	0,187
S19	0,19	1,16	0,91	1,00	0,93	0,187
S20	0,19	1,10	0,93	1,00	0,96	0,187
S21	0,19	1,10	0,93	1,00	0,96	0,187
S22	0,19	1,10	0,93	1,00	0,96	0,187
S23	0,19	1,14	0,93	1,00	0,96	0,193
S24	0,19	1,14	0,93	1,00	0,96	0,193
S25	0,19	1,10	0,93	1,00	0,96	0,187
S26	0,19	1,10	0,93	1,00	0,96	0,187

$I_0$ : fator de correção que depende da razão entre o diâmetro da base da estaca e diâmetro da estaca;  
 $R_k$ : fator de correção para a compressibilidade da estaca;  
 $R_h$ : fator de correção para espessura finita (h), de solo compressível;  
 $R_v$ : fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;  
 $R_b$ : fator de correção para a base da estaca localizada em solo mais resistente;  
 $I$ : fator de correção que leva em consideração a razão entre o diâmetro da base da estaca e o diâmetro da estaca, a compressibilidade da estaca, a espessura finita da camada de solo, os possíveis valores diferentes de coeficiente de Poisson do solo e, os casos em que a ponta da estaca se encontra localizada em solo mais rígido.

Fonte: Autor (2018).

A partir dos valores do Quadro 10 foi possível analisar o deslocamento individual de cada elemento e, após isso, foi calculado o deslocamento do conjunto de estacas, conforme o item 2.7.1. Os dados referentes ao cálculo dos recalques individuais de cada estaca, assim como os recalques dos grupos de estaca por sapata estão representados no Quadro 11.

Quadro 11 – Valores encontrados para os recalques das sapatas.

Sapata	Recalque individual das estacas (mm)	Recalque do grupo de estacas (mm)
S1	1,75	4,283
S2	2,13	4,843
S3	1,28	2,915
S4	1,11	2,704
S5	2,11	5,156
S6	2,06	5,137
S7	1,23	2,786
S8	1,02	3,307
S9	1,18	2,672
S10	1,23	3,068
S11	1,16	3,007
S12	1,06	2,587
S13	1,19	3,842
S14	1,05	2,573
S15	1,47	3,660
S16	1,60	3,910
S17	1,50	3,658
S18	1,03	2,328
S19	1,04	2,365
S20	1,61	3,942
S21	1,80	4,392
S22	1,69	4,216
S23	1,52	3,458
S24	1,27	3,098
S25	1,44	3,517
S26	1,32	3,230

Fonte: Autor (2018).

Por meio do Quadro 11, são indicados os valores dos recalques obtidos para as sapatas com estacas de argamassa. Analisando este quadro, percebe-se que os recalques individuais variaram em torno de 1,03 a 2,13 milímetros, onde estes valores foram utilizados para encontrar o recalque do grupo de estacas, representando assim o deslocamento real da estrutura.

Ainda em relação ao Quadro 11, pode-se observar que os valores dos recalques nos grupos de estacas variaram entre 2,32 a 5,15 milímetros. Estes valores encontrados representam os deslocamentos reais das estruturas de fundação e, com isso, foi verificado se estes valores se encontravam dentro dos padrões de segurança.

Segundo Terzaghi e Peck (1967), o deslocamento limite que pode ocorrer em elementos de fundações, para que não ocorra danos estruturais é de 20 milímetros. Ao comparar os valores encontrados com o limite, foi verificado que os deslocamentos encontrados pelas sapatas apoiadas em estacas de argamassa se apresentaram dentro dos padrões de segurança.

#### 4.3.2. Recalques das fundações profundas

Para a obtenção dos recalques das fundações profundas, foram utilizados os mesmos procedimentos de cálculo da análise do item anterior. Entretanto, diferentemente das estacas de argamassa, nem todas as estacas pré-moldadas possuem o mesmo comprimento e diâmetro, assim os parâmetros de cálculo variaram conforme cada estaca.

De maneira análoga aos recalques das estacas de argamassa, as fundações profundas também necessitaram dos mesmos parâmetros de cálculo para a obtenção dos seus recalques. O Quadro 12 mostra estes dados que foram tomados como base para dar início ao processo de cálculo de recalques.

Quadro 12 – Características do solo em cada estaca.

Pilar	Furo de Sondagem	Comprimento das Estacas (m)	Módulo de Elasticidade das estacas (Mpa)	SPT médio do perfil	SPT médio do solo na base da estaca	Módulo de Elasticidade do solo em todo perfil (Mpa)	Módulo de Elasticidade do solo na base das estacas (Mpa)
P46	SP - 01	14	30000	15,15	16,00	53,025	56,00
P53	SP - 01	15	30000	15,15	16,00	53,025	56,00
P51	SP - 01	14	30000	15,15	16,00	53,025	56,00
P54	SP - 01	14	30000	15,15	16,00	53,025	56,00
P30	SP - 02	13	30000	27,61	45,67	96,635	159,83
P33	SP - 02	13	30000	27,61	45,67	96,635	159,83
P29	SP - 02	13	30000	27,61	45,67	96,635	159,83
P36	SP - 02	13	30000	27,61	45,67	96,635	159,83
P43	SP - 03	13	30000	29,18	43,20	102,13	151,20
P47	SP - 03	10	30000	29,18	20,50	102,13	71,75
P37	SP - 03	10	30000	29,18	20,50	102,13	71,75
P40	SP - 03	13	30000	29,18	43,20	102,13	151,20

Pilar	Furo de Sondagem	Comprimento das Estacas (m)	Módulo de Elasticidade das estacas (Mpa)	SPT médio do perfil	SPT médio do solo na base da estaca	Módulo de Elasticidade do solo em todo perfil (Mpa)	Módulo de Elasticidade do solo na base das estacas (Mpa)
P35	SP - 03	10	30000	29,18	20,50	102,13	71,75
P41	SP - 03	13	30000	29,18	43,20	102,13	151,20
P44	SP - 03	13	30000	29,18	43,20	102,13	151,20
P50	SP - 03	12	30000	29,18	30,00	102,13	105,00
P42	SP - 03	10	30000	29,18	20,50	102,13	71,75
P45	SP - 03	10	30000	29,18	20,50	102,13	71,75
P49	SP - 04	10	30000	23,65	16,00	82,775	56,00
P56	SP - 04	10	30000	23,65	16,00	82,775	56,00
P55	SP - 04	15	30000	23,65	36,00	82,775	126,00
P48	SP - 04	14	30000	23,65	36,00	82,775	126,00
P52	SP - 04	15	30000	23,65	36,00	82,775	126,00
P31	SP - 05	14	30000	20,70	37,46	72,45	131,13
P34	SP - 05	14	30000	20,70	37,46	72,45	131,13
P38	SP - 05	14	30000	20,70	37,46	72,45	131,13
P32	SP - 05	14	30000	20,70	37,46	72,45	131,13
P39	SP - 05	13	30000	20,70	37,46	72,45	131,13

Fonte: Autor (2018).

A partir do Quadro 12 pode-se confirmar o fato dito anteriormente, onde cada solo possui valores de SPT e Módulos de Elasticidade diferentes em relação ao furo de sondagem associado e, ao comprimento das estacas. A partir disto e, com o auxílio do Quadro 6, pode-se calcular os recalques das fundações profundas conforme o item 2.7.2.

Primeiramente, também foram calculados os coeficientes de correção mostrados no item 2.7.1 para as fundações profundas. O Quadro 13 apresenta esses valores obtidos.

Quadro 13 – Valores dos fatores de correção para as fundações profundas.

Estacas pertencentes ao pilar	Coeficientes					
	$I_0$	$R_k$	$R_h$	$R_v$	$R_b$	$I$
P46	0,080	1,50	0,65	0,96	1,00	0,075
P53	0,075	1,60	0,61	0,96	1,00	0,070
P51	0,067	1,65	0,70	0,95	1,00	0,074
P54	0,067	1,65	0,70	0,95	1,00	0,074
P30	0,074	1,80	0,67	1,00	1,00	0,089
P33	0,074	1,80	0,67	1,00	1,00	0,089
P29	0,074	1,80	0,67	1,00	1,00	0,089
P36	0,074	1,80	0,67	1,00	1,00	0,089
P43	0,074	1,80	0,63	1,00	1,00	0,084

Estacas pertencentes ao pilar	Coeficientes					
	$I_0$	$R_k$	$R_h$	$R_v$	$R_b$	$I$
P47	0,090	1,60	0,70	1,00	1,00	0,101
P37	0,090	1,60	0,70	1,00	1,00	0,101
P40	0,074	1,80	0,63	1,00	1,00	0,084
P35	0,090	1,60	0,70	1,00	1,00	0,101
P41	0,088	1,65	0,55	1,00	1,00	0,079
P44	0,074	1,80	0,63	1,00	1,00	0,084
P50	0,078	1,75	0,63	1,00	1,00	0,086
P42	0,080	1,70	0,71	1,00	1,00	0,097
P45	0,080	1,70	0,71	1,00	1,00	0,097
P49	0,089	1,56	0,77	1,00	1,00	0,107
P56	0,100	1,40	0,75	1,00	1,00	0,105
P55	0,065	1,82	0,67	1,00	1,00	0,079
P48	0,068	1,80	0,70	1,00	1,00	0,087
P52	0,065	1,82	0,67	1,00	1,00	0,079
P31	0,068	1,76	0,69	1,00	1,00	0,083
P34	0,068	1,76	0,69	1,00	1,00	0,083
P38	0,068	1,76	0,69	1,00	1,00	0,083
P32	0,060	2,00	0,78	1,00	1,00	0,094
P39	0,074	1,70	0,72	1,00	1,00	0,091

$I_0$ : fator de correção que depende da razão entre o diâmetro da base da estaca e diâmetro da estaca;  
 $R_k$ : fator de correção para a compressibilidade da estaca;  
 $R_h$ : fator de correção para espessura finita (h), de solo compressível;  
 $R_v$ : fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;  
 $R_b$ : fator de correção para a base da estaca localizada em solo mais resistente;  
 $I$ : fator de correção que leva em consideração a razão entre o diâmetro da base da estaca e o diâmetro da estaca, a compressibilidade da estaca, a espessura finita da camada de solo, os possíveis valores diferentes de coeficiente de Poisson do solo e, os casos em que a ponta da estaca se encontra localizada em solo mais rígido.

Fonte: Autor (2018).

Em seguida foram calculados os recalques individuais de todas as estacas para que, a partir deste resultado, fosse possível determinar os recalques dos grupos de estaca por pilar. Os resultados encontrados para esses deslocamentos estão representados no Quadro 14.

Quadro 14 – Valores encontrados para os recalques das estacas.

Furo	Pilar	Recalque individual das estacas (mm)	Recalque do grupo de estacas (mm)
SP - 01	P46	3,03	3,805
SP - 01	P53	2,95	3,704
SP - 01	P51	3,06	4,403
SP - 01	P54	2,97	4,265
SP - 02	P30	3,10	3,903
SP - 02	P33	3,13	3,931
SP - 02	P29	2,62	3,290
SP - 02	P36	2,38	2,996
SP - 03	P43	2,61	3,276
SP - 03	P47	2,58	3,249
SP - 03	P37	2,47	3,109
SP - 03	P40	2,62	3,299
SP - 03	P35	2,76	3,473
SP - 03	P41	2,43	3,056
SP - 03	P44	2,96	3,723
SP - 03	P50	2,37	2,975
SP - 03	P42	2,47	3,104
SP - 03	P45	2,47	3,099
SP - 04	P49	3,37	4,238
SP - 04	P56	2,65	3,333
SP - 04	P55	3,10	3,898
SP - 04	P48	3,19	4,013
SP - 04	P52	3,21	4,030
SP - 05	P31	3,83	4,814
SP - 05	P34	3,87	4,862
SP - 05	P38	3,44	4,325
SP - 05	P32	3,82	4,799
SP - 05	P39	3,35	4,215

Fonte: Autor (2018).

Através do Quadro 14, pode ser identificado os valores obtidos para os recalques das fundações profundas, tanto os individuais quanto os dos grupos de estacas. É possível perceber que os deslocamentos individuais variaram entre 2,37 e 3,87 milímetros, mas o valor real do recalque dessas fundações é dado pelos deslocamentos dos grupos das estacas.

Ainda em relação ao Quadro 14, foi possível observar o valor real dos recalques das fundações profundas, este deslocamento é dado pelo valor obtido nos recalques dos grupos de estacas, que variaram entre 2,975 e 4,862 milímetros. A partir disso, também pode-se perceber que os valores encontrados se apresentaram abaixo do limite de

segurança de 20 milímetros, proposto por Terzaghi e Peck, garantindo que esses deslocamentos não proporcionem danos estruturais.

Feito o cálculo dos recalques para ambos os tipos de fundações, foi possível realizar o comparativo desses valores encontrados e analisar os resultados obtidos. Estas análises estão dispostas na próxima seção.

### 4.3.3. Comparativo dos recalques

Os resultados encontrados nos itens 4.3.1 e 4.3.2, permitiram fazer um comparativo dos recalques para ambos os tipos de fundação. Para isso, os dados foram compilados e estão mostrados no Quadro 15.

Quadro 15 – Comparativo entre os recalques obtidos.

Furo	Fundações profundas			Sapatas apoiadas em estacas		
	Pilar	Número de estacas	Recalque das estacas (mm)	Sapata	Número de estacas por sapata	Recalque das sapatas com estacas (mm)
SP - 01	P46	2	3,805	S2	12	4,541
SP - 01	P53	2	3,704	S1	15	4,058
SP - 01	P51	3	4,403	S6	16	4,867
SP - 01	P54	3	4,265	S5	15	4,885
SP - 02	P30	2	3,903	S11	18	2,674
SP - 02	P33	2	3,931	S10	16	2,907
SP - 02	P29	2	3,290	S4	15	2,561
SP - 02	P36	2	2,996	S3	12	2,762
SP - 03	P43	2	3,276	S8*	35	3,307
SP - 03	P47	2	3,249	S7	12	2,639
SP - 03	P37	2	3,109	S9	12	2,531
SP - 03	P40	2	3,299	S8*	35	3,307
SP - 03	P35	2	3,473	S14	15	2,438
SP - 03	P41	2	3,056	S13*	35	3,842
SP - 03	P44	2	3,723	S13*	35	3,842
SP - 03	P50	2	2,975	S12	15	2,451
SP - 03	P42	2	3,104	S19	12	2,24
SP - 03	P45	2	3,099	S18	12	2,206
SP - 04	P49	2	4,238	S24	15	2,935
SP - 04	P56	2	3,333	S23	12	3,276
SP - 04	P55	2	3,898	S15	16	3,468
SP - 04	P48	2	4,013	S17	15	3,465
SP - 04	P52	2	4,030	S16	15	3,704
SP - 05	P31	2	4,814	S22	16	3,994

Furo	Fundações profundas			Sapatas apoiadas em estacas		
	Pilar	Número de estacas	Recalque das estacas (mm)	Sapata	Número de estacas por sapata	Recalque das sapatas com estacas (mm)
SP - 05	P34	2	4,862	S21	15	4,161
SP - 05	P38	2	4,325	S20	15	3,735
SP - 05	P32	2	4,799	S26	15	3,06
SP - 05	P39	2	4,215	S25	15	3,33
* pilares pertencentes a duas sapatas associadas, onde os pilares P43 e P40 pertencem a uma sapata e os pilares P41 e P44 pertencem a outra sapata.						

Fonte: Autor (2018).

Através do Quadro 15, foi possível comparar os recalques dos dois tipos distintos de fundação. Porém, antes de realizar este comparativo, é importante observar que as sapatas S8 e S13 possuem dois pilares na sua estrutura, se caracterizando como uma sapata associada, assim para o comparativo dos recalques dessa sapata, seus pilares foram analisados separadamente para a obtenção dos recalques das fundações profundas e, esses valores, foram comparados com os deslocamentos das suas sapatas.

Nota-se no Quadro 15 que todas as estacas profundas localizadas no furo de sondagem SP – 01, apresentaram valores de recalques menores em relação as sapatas com estacas de argamassa desse mesmo furo. Assim como, as estacas pertencentes aos pilares P43, P40, P41 e P44, também apresentaram valores de deslocamento menores em relação a fundação do tipo sapata com estacas argamassadas para estes pilares. É importante observar que esses pilares são os pilares das sapatas associadas, ou seja, este tipo de sapata apresentou um recalque maior que as fundações profundas feitas separadamente para cada um desses pilares.

Já em relação aos demais pilares da obra, todas as fundações do tipo sapata apoiadas em estacas de argamassa, exceto as localizadas no furo SP – 01, apresentaram valores de recalques menores que as fundações profundas dimensionadas para estes mesmos pilares. Este fato pode ser explicado pelo motivo de que, as fundações profundas são mais indicadas quanto menor a resistência do terreno, e como o furo SP – 01 é o de menor resistência dentre os perfis apresentados, elas tornam-se mais eficientes em relação ao deslocamento. Com isso, nesse perfil de sondagem, as fundações profundas apresentaram valores de recalques menores que as sapatas apoiadas em estacas.

Já em relação aos demais furos de sondagem, como os mesmos apresentam valores de resistência mais elevados, as fundações mais rasas passam a ser mais indicadas devido

ao seu custo-benefício. Como foi visto, exceto nas sapatas do furo SP – 01, todas as sapatas apoiadas em estacas apresentaram recalques menores que as fundações profundas, devido ao fato da resistência do terreno e, principalmente, pela carga atuante nas estacas.

O principal fator que determina os valores de recalques encontrados é a carga atuante nas estacas, onde a carga presente nas estacas de argamassa é muito menor que a carga atuante nas estacas das fundações profundas. Este fator é determinante para que as sapatas pudessem, na maioria dos casos, recalcar menos que as fundações profundas. Como foi possível perceber, a quantidade de estacas de argamassa presentes nas sapatas variou entre 12 e 35, isso faz com que a carga advinda do pilar, quando distribuída pelas estacas, apresentassem um valor baixo de carga por estaca. Já nas fundações profundas, existiram apenas 2 ou 3 estacas por pilar, portanto as cargas que atuavam nestas estacas eram muito maiores que as cargas das estacas de argamassa.

Como a carga atuante na estaca é um fator diretamente proporcional ao recalque da estrutura, quanto maior a sua carga, mais chance o elemento possui de apresentar um deslocamento mais elevado e, este fato, pode ser observado nos resultados encontrados e mostrados no Quadro 15.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A deformabilidade excessiva que ocorre em solos moles, devido à baixa resistência ao cisalhamento e, também, baixa capacidade de carga, acarretam em valores de recalques que ultrapassam os limites aceitáveis de segurança prescritos nas normas e recomendações da engenharia de fundações. Dessa forma, é indispensável a previsão de recalque com cautela em regiões que são comumente caracterizadas por apresentarem solos moles.

Neste sentido, o trabalho apresentou um estudo de caso real da construção de uma edificação assentada sobre um perfil de solo de baixa resistência. Foram estimados os deslocamentos verticais de dois tipos de fundações para a obra, considerando a fundação existente a qual compreendeu sapatas apoiadas sobre estacas de argamassa, e a sugerida por este autor, sendo fundação profunda do tipo estacas pré-moldada de concreto.

Diante dos resultados obtidos, verificou-se que os valores de recalque das sapatas apoiadas em estacas de argamassa apresentaram variações quando comparadas com os valores de recalque das fundações profundas. De maneira geral, as sapatas apoiadas em estacas de reforço apresentaram valores de recalques menores que as fundações profundas.

O fato de que as sapatas apresentaram recalques menores quando comparados com os recalques das fundações profundas, pode ser explicado de diferentes maneiras. A resistência do solo dos perfis de sondagem e, a carga atuante nas estacas, são os principais fatores que determinaram os valores de recalque encontrados.

Em relação a resistência do solo nos perfis de sondagem, observou-se que o furo SP – 01 apresentou a menor resistência quando comparado aos demais furos, apresentando valores de SPT em torno de 15. Isso significa que o solo desse perfil é mais indicado para fundações profundas, por estas possuírem características que estão relacionadas ao bom desempenho para se obter pequenos deslocamentos nas condições do tipo de solo apresentado nesse perfil.

Já em relação a carga atuante, foi visto que as fundações profundas revelaram cargas mais elevadas por estaca em relação as estacas de argamassa presentes nas sapatas. Este fato influenciou diretamente na magnitude do recalque desse tipo de fundação mostrando maiores valores de deslocamento.

Diante disso, pode-se concluir, que ambas as soluções apresentaram deslocamentos pequenos e dentro dos padrões aceitáveis. Porém, vale ressaltar que as sapatas apoiadas em estacas de argamassa são mais indicadas para o solo de baixa resistência apresentado

nos perfis de sondagem, pois esse tipo de fundação apresentou, em geral, menores valores de recalque. Além disso, as sapatas reforçadas com estacas de argamassa são mais viáveis economicamente, o que pode ser um fator primordial para a decisão do construtor.

Porém, caso o solo localizado nestes perfis tivesse apresentado baixa resistência em sua totalidade, as sapatas apoiadas em estacas de argamassa não seriam adequadas para esta obra, uma vez que, não apresentando um solo compacto para apoio, a estrutura poderia revelar valores elevados de recalque, causando sérios danos estruturais à obra.

Por fim, pôde-se notar a importância da realização da previsão dos recalques de fundações na presença de solo mole, uma vez que, a ausência de verificação, pode acarretar em danos sérios a estrutura. A análise prévia dos recalques permite determinar o tipo adequado de fundação para um solo mole, atendendo aos padrões de segurança e economia viável para a obra.

### **5.1. Sugestões para Trabalhos Futuros**

Como sugestão para trabalhos futuros, seguem algumas contribuições:

- Comparar os dois tipos de fundações apresentadas neste estudo, na total presença de solo de baixa resistência, para que possa ser confirmado que as fundações do tipo sapatas apoiadas em estacas não serão adequadas para essa situação;
- Realizar o comparativo feito neste estudo com fundações do tipo sapata, sem nenhum reforço, com as fundações profundas do tipo estaca, para confirmar que as sapatas sem reforço apresentariam um recalque mais acentuado;
- Realizar o comparativo feito neste estudo utilizando diferentes métodos de cálculo de recalques, para que possam ser comparados e analisados, os resultados encontrados por esses métodos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: Panamerican conference on soil mechanics and foundations engineering. Buenos Aires: 1975.

AZEREDO, H. A. **O edifício até sua cobertura**. 2. ed. revisada. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1997.

BEILFUSS, T. **Estudo comparativo da fundação de um edifício modelo: estaca x tubulão**. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul: Ijuí, 2012.

BRANDI, J. L. G. **Previsibilidade e controle de recalques em radiers sobre solo mole**. Universidade Federal do Paraná: Curitiba, 2004.

BRANDI, J. L. G.; NASCIMENTO, N. A. **Solos moles reforçados com estacas de areia: do experimento ao canteiro de obra**. Universidade Federal do Paraná: Curitiba, 2004.

CARAMELO, T. A. L. M. **Aterros sobre solos moles reforçados com colunas de Jet Groud encabeçadas por geossintéticos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto 2011.

CAVA, F. **Fundações – “A sondagem SPT”**. Disponível em meio eletrônico: Rio de Janeiro, 2016.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: RiMa, 2003.

DIAS, M. S. **Análise do comportamento de edifícios apoiados em fundação direta no bairro da ponta da praia na cidade de Santos**. Universidade de São Paulo: São Paulo 2010.

FARO, V. P. **Obras geotécnicas**. Universidade Federal do Paraná: Paraná 2016.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. **Pilinp Engineering**. Glasgow: Surrey University Press, 1985.

GONÇALVES, H. H. S. **Aterros sobre solos moles**. Universidade de São Paulo: São Paulo 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **População da cidade Aracaju – Sergipe**. IBGE, 2017.

JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Wiley e Sons, 1980.

MARANGON, M. **Tópicos em geotecnia e obras de terra: aterros sobre solo mole**. Rio de Janeiro, 2010.

OLIVEIRA, A. M. **Fissuras, trincas e rachaduras causadas por recalque diferencial de fundações**. Universidade Federal de Minas Gerais: Belo Horizonte 2012.

SCAC ENGENHARIA. **Características das estacas padrão centrifugadas.** In: Catálogo técnico – SCAC. Comercial: São Paulo/Rio de Janeiro, 2018.

SENA, L. **Estudo de caso sobre projetos de fundações por sapata e por estacas.** Universidade Federal de Santa Catarina: Florianópolis 2016.

SOUZA, F. **Análise comparativa entre fundação rasa e estaca raiz para um mesmo perfil geotécnico.** Universidade do Extremo Sul Catarinense: Criciúma, 2010.

TERZAGHI, K.; PECK, R. **Soil mechanics in engineering practice.** 2 ed. New York: John Wiley, 1967.

TIZOTT, R. M. **Comparação do custo benefício entre dois tipos de fundações: sapata rígida e radier.** Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul: Ijuí, 2013.

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

## ANEXO A – Perfis de sondagem utilizados para o trabalho

Perfil de sondagem do furo SP – 01, realizado no dia 06/02/2007.

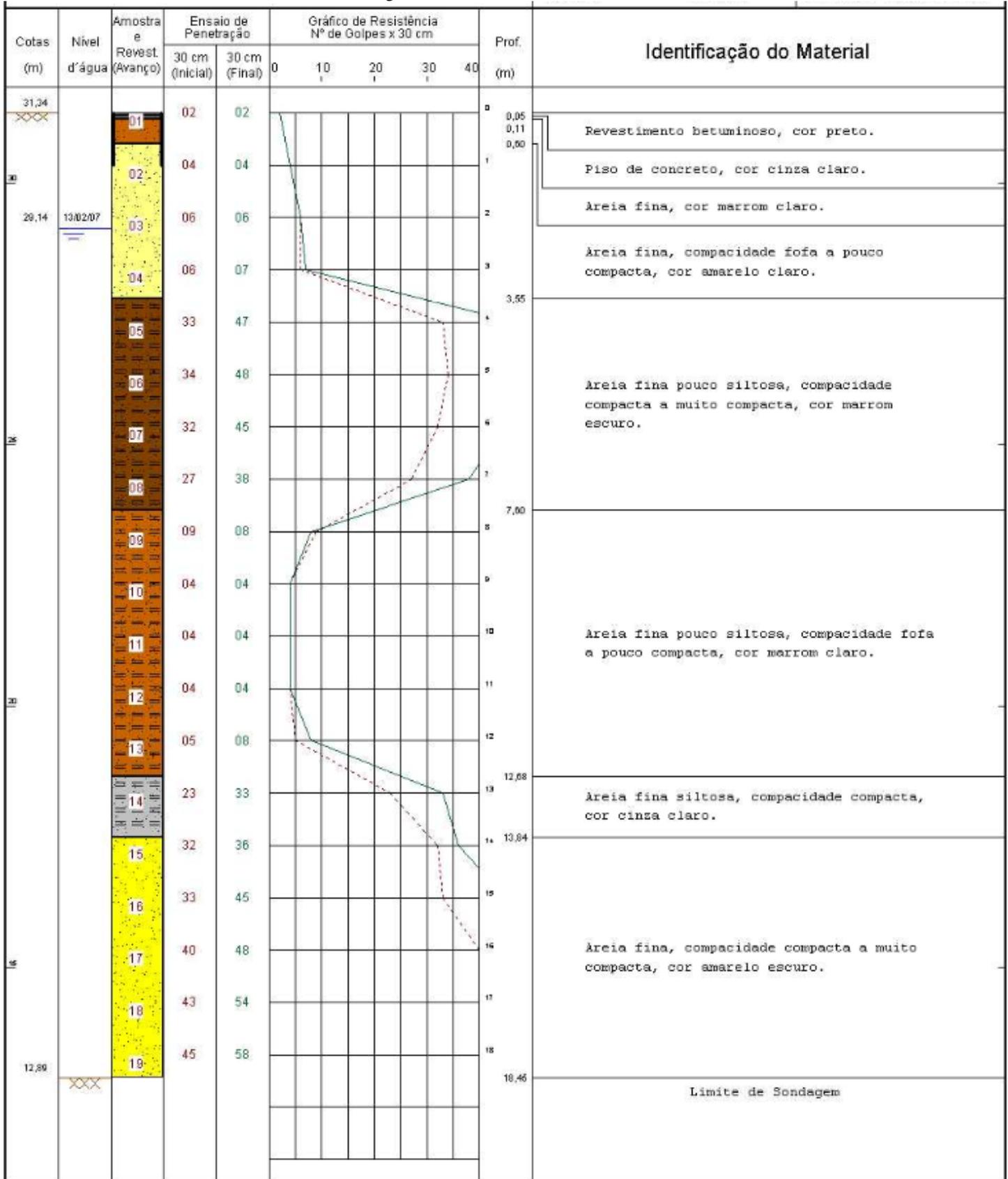
Cotas (m)	Nível d'água	Amostra e Revest. (Avanço)	Ensaio de Penetração		Gráfico de Resistência Nº de Golpes x 30 cm					Prof (m)	Identificação do Material
			30 cm (Inicial)	30 cm (Final)	0	10	20	30	40		
31,48		01	02	03						0,05	Revestimento betuminoso, cor preto.
		02	07	08						0,12	Piso de concreto, cor cinza claro.
28,25	06/02/07	03	06	07						0,40	Areia fina, cor marrom claro.
		04	08	08							Areia fina, compactidade pouco compacta, cor amarelo claro.
		05	57	32/15							
		06	30/13								Areia fina, compactidade muito compacta, cor marrom escuro.
		07	45	55							
		08	13	10							
		09	05	06							Areia fina, compactidade pouco compacta a medianamente compacta, cor marrom claro.
		10	06	06							
		11	00	07							
		12	08	07							
		13	07	05							Areia fina a média silteosa com pedregulho, compactidade pouco compacta a medianamente compacta, cor cinza escuro.
		14	06	06							
		15	08	13							
		16	16	16							
		17	16	17							Areia fina, compactidade medianamente compacta a compacta, cor amarelo claro.
		18	22	27							
		19	18	14							
		20	05	06							Silte argiloso orgânico, consistência média, cor cinza escuro.
		21	06	06							

Continua na página 2

Fonte: Empresa Executora (2007).



Perfil de sondagem do furo SP – 02, realizado no dia 09/02/2007



Fonte: Empresa Executora (2007).

Perfil de sondagem do furo SP – 03, realizado no dia 07/02/2007

Cotas (m)	Nível d'água	Amostra e Revest. (Avanço)	Ensaio de Penetração		Gráfico de Resistência Nº de Golpes x 30 cm					Prof. (m)	Identificação do Material
			30 cm (Inicial)	30 cm (Final)	0	10	20	30	40		
31,21		01	05	06						0,05	Revestimento betuminoso, cor preto.
		02	07	08						0,08	Piso de concreto, cor cinza claro.
29,18	09/02/07	03	08	08						0,50	Areia fina, cor marrom claro.
		04	12	17						2,00	Areia fina, compactidade pouco compacta, cor amarelo claro.
		05	31	44							Areia fina, compactidade medianamente compacta a muito compacta, cor marrom escuro.
		06	51	61							Areia fina a média com pedregulho, compactidade medianamente compacta a muito compacta, cor marrom escuro.
		07	47	55						5,78	Areia fina a média com pedregulho, compactidade medianamente compacta a muito compacta, cor marrom escuro.
		08	25	16						7,30	Areia fina, compactidade pouco compacta, cor marrom claro.
		09	07	06							Areia fina, compactidade pouco compacta, cor marrom claro.
		10	06	07							Areia fina pouco siltosa, compactidade medianamente compacta a compacta, cor cinza claro.
		11	20	25						9,00	Areia fina pouco siltosa com presença de pedregulho, compactidade medianamente compacta a compacta, cor cinza escuro.
		12	17	16						11,52	Areia fina pouco siltosa com presença de pedregulho, compactidade medianamente compacta a compacta, cor cinza escuro.
		13	18	17							Areia fina pouco siltosa com presença de pedregulho, compactidade medianamente compacta a compacta, cor cinza escuro.
		14	21	26							Areia fina, compactidade compacta a muito compacta, cor amarelo escuro.
		15	42	47						13,65	Areia fina, compactidade compacta a muito compacta, cor amarelo escuro.
		16	58	65							Areia fina, compactidade compacta a muito compacta, cor amarelo escuro.
		17	42	38							Areia fina, compactidade compacta a muito compacta, cor amarelo escuro.
13,76	XXXX	18	25	39						17,46	Limite de Sondagem

Fonte: Empresa Executora (2007).

Perfil de sondagem do furo SP – 04, realizado no dia 02/02/2007

Cotas (m)	Nível d'água	Amostra e Revest. (Avanço)	Ensaio de Penetração		Gráfico de Resistência Nº de Golpes x 30 cm					Prof. (m)	Identificação do Material
			30 cm (Inicial)	30 cm (Final)	0	10	20	30	40		
31,12		01	04	06						0,05	Revestimento betuminoso, cor preto.
		02	08	09						0,09	Piso de concreto, cor cinza claro.
29,14	05/02/07	03	09	10						0,60	Areia fina, cor marrom claro.
		04	17	23						1,80	Areia fina, compactação medianamente compacta, cor amarelo claro.
		05	32	41						2,72	Areia fina, compactação medianamente compacta, cor marrom claro.
		06	46	58							Areia fina, compactação compacta a muito compacta, cor marrom escuro.
		07	34	24							Areia fina, compactação compacta a muito compacta, cor marrom escuro.
		08	16	15						5,80	Areia fina pouco siltosa, compactação medianamente compacta, cor marrom claro.
		09	14	13							Areia fina pouco siltosa, compactação medianamente compacta a compacta, cor amarelo escuro.
		10	08	09						9,80	Areia fina, compactação medianamente compacta, cor amarelo escuro.
		11	15	18							Areia fina, compactação medianamente compacta, cor amarelo escuro.
		12	18	17							Areia fina, compactação medianamente compacta a compacta, cor amarelo escuro.
		13	10	15						11,00	Areia fina pouco siltosa, compactação medianamente compacta a compacta, cor amarelo escuro.
		14	19	22							Areia fina, compactação compacta a muito compacta, cor marrom claro.
		15	25	28						13,50	Areia fina, compactação compacta a muito compacta, cor marrom claro.
		16	35	49							Areia fina, compactação compacta a muito compacta, cor marrom claro.
		17	27	30						16	Areia fina, compactação medianamente compacta a compacta, cor amarelo claro.
		18	20	22						16,50	Areia fina, compactação medianamente compacta a compacta, cor amarelo claro.
		19	15	16						18	Areia fina, compactação medianamente compacta a compacta, cor amarelo claro.
		20	25	27						19	Areia fina, compactação medianamente compacta a compacta, cor amarelo claro.
		21	20	26						20,00	Continua na página 2

Fonte: Empresa Executora (2007).



Perfil de sondagem do furo SP – 05, realizado no dia 05/02/2007

Cotas (m)	Nível d'água	Amostra e Revest. (Avanço)	Ensaio de Penetração		Gráfico de Resistência Nº de Golpes x 30 cm					Prof. (m)	Identificação do Material			
			30 cm (Inicial)	30 cm (Final)	0	10	20	30	40					
30,00		01	05	06						0	Revestimento betuminoso, cor preto.			
		02	04	04						0,05	0,11	0,20	1	Piso de concreto, cor cinza claro.
29,17	07/02/07	03	06	07									2	Areia fina, cor marrom claro.
		04	55	30/15									2,70	Areia fina, compactidade fofa a pouco compacta, cor cinza escuro.
		05	50	27/15									4	Areia fina pouco siltosa, compactidade muito compacta, cor marrom escuro.
		06	58	32/15									4,00	
		07	57/25	30/10									6	Areia fina, compactidade muito compacta, cor marrom escuro.
		08	06	08									7	6,00
		09	06	05									8	
		10	06	06									9	Areia fina siltosa, compactidade pouco compacta, cor cinza escuro.
		11	06	07									10	
		12	07	08									11	10,00
		13	11	20									12	11,70
		14	21	27									13	12,00
		15	57	30/15									14	
		16	32	38									15	
		17	35	43									16	Areia fina, compactidade compacta a muito compacta, cor amarelo escuro.
		18	33	40									17	
		19	16	18									18	17,00
		20	14	18									19	Areia fina siltosa, compactidade medianamente compacta, cor cinza claro.
		21	14	16									20	20,00

Continua na página 2

Fonte: Empresa Executora (2007).

