



**CENTRO UNIVERSITÁRIO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS  
UNIPAC BARBACENA  
ENGENHARIA CIVIL**

**BRUNO LANA BORTOLUSCI  
PEDRO HENRIQUE ASSIS NASCIMENTO**

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DE  
DUAS EDIFICAÇÕES PARA UM MESMO LAUDO DE SONDAÇÃO**

**BARBACENA  
2020**

**BRUNO LANA BORTOLUSCI  
PEDRO HENRIQUE ASSIS NASCIMENTO**

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DE  
DUAS EDIFICAÇÕES PARA UM MESMO LAUDO DE SONDAGEM**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Fundação Presidente Antônio Carlos – FUPAC, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Ma. Tairine Cristine Bertola Cruz

**BARBACENA  
2020**

## **AGRADECIMENTO**

Agradecemos a Deus, pela força adquirida, para que nossos objetivos fossem alcançados, durante todos esses anos de estudos e na realização deste trabalho.

A nossa família pelo apoio incondicional, e por dar sentido a nossa trajetória acadêmica.

A nossa orientadora, Tairine Cristine Bertola Cruz, por estar sempre disposta aos nossos questionamentos; e por dedicar um pouco de sua grande experiência, de seu tempo para este trabalho, para nossa formação acadêmica.

A todos os professores que nos proporcionaram uma grande diversidade de conhecimento, durante toda a graduação, tornando realidade esse sonho profissional.

E por fim, deixamos aqui nossos sinceros agradecimentos a todos aqueles que, de alguma maneira, nos ajudaram a chegar até aqui.

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo a comparação de duas edificações para projetos de fundação do tipo estaca Hélice Contínua Monitorada e Strauss, métodos bastante utilizados para a absorção de cargas de prédios altos e sobrados em diversas regiões do Brasil. Inicialmente estudou-se a evolução da engenharia no país, referente ao desenvolvimento de fundações, fazendo-se um retrospecto, desde os estudos dos solos, até as técnicas mais modernas utilizadas hoje, dando-se enfoque especial para as duas soluções tratadas neste trabalho. O estudo de caso teve como objetivo o dimensionamento de dois tipos de fundação sendo calculado com as resistências do solo por meio de sondagens reais, executada pela empresa Cotral Fundações da região de Juiz de Fora. Através do laudo de sondagem SPT (Standart Penetration Test), foi possível determinar os tipos de solos, a estimativa de cargas, a resistência à penetração, o nível do lençol freático, dimensionando as fundações com o método empírico de Décourt-Quaresma para o cálculo de capacidade de carga, tornando o projeto financeiramente mais econômico, seguro e diminuindo também o prazo de execução. Portanto, a escolha das estacas partiu da análise do tipo de solo, pois a especificação dos equipamentos considera os dados do terreno. Por ser tratar de um local com elevada umidade e com baixa capacidade de suporte nas camadas iniciais, definiu-se que ambas as edificações seriam estaqueadas. Com a escolha assertiva do tipo de fundação que se encaixa com as condições encontradas, o dimensionamento garantiu o desempenho por parte da fundação, aumentando a relação custo e benefício da estrutura e evitando a ocorrência de patologias.

**Palavras-chave:** Fundação. Sondagem. Análise de cargas. Hélice contínua monitorada. Strauss.

## ABSTRACT

This work aims to compare two buildings for foundation projects of the helice remains monitored and Strauss pile type, methods widely used for the absorption of loads from tall buildings and houses in several regions of Brazil. Initially, the evolution of engineering in the country was studied, referring to the development of foundations, making a retrospective, from soil studies, to the most modern techniques used today, giving special focus to the two solutions treated in this work. The case study aimed at dimensioning two types of foundation being calculated with soil resistances by means of real soundings, carried out by the company Cotral Fundações in the region of Juiz de Fora. Through the sounding report SPT (Standart Penetration Test) it was possible to determine the types of soils, the estimate of loads, the resistance to penetration, the level of the water table, dimensioning the foundations with the empirical method of Décourt-Quaresma for the calculation of load capacity, making the most financially economical, safe project and also reducing the execution time. Therefore, the choice of piles started from the analysis of the soil type, since the equipment specification considers the terrain data. As it is a place with high humidity and low support capacity in the initial layers, it was defined that both buildings would be staked. With the assertive choice of the type of foundation that fits with the conditions found, the design guaranteed the performance on the part of the foundation, increasing the cost and benefit ratio of the structure and avoiding the occurrence of pathologies.

**Key-words:** Foundation. Drilling. Load analysis. Monitored continuous propeller. Strauss.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>6</b>
<b>2 DESENVOLVIMENTO .....</b>	<b>8</b>
<b>2.1 O estudo dos solos .....</b>	<b>8</b>
2.1.1 A capacidade de suporte do solo .....	10
2.1.2 Exploração do subsolo .....	10
<b>2.2 As fundações.....</b>	<b>15</b>
2.2.1 As fundações superficiais.....	17
2.2.3 Recalques de fundação.....	28
<b>2.3 Os parâmetros para a escolha do tipo de fundação .....</b>	<b>30</b>
<b>2.4 Estudo de caso .....</b>	<b>32</b>
2.4.1 O estudo de caso .....	32
2.4.2 Descrição do local de implantação dos edifícios .....	32
2.4.3 Descrição dos edifícios.....	35
2.4.4 Soluções adotadas .....	41
<b>3 CONCLUSÃO .....</b>	<b>50</b>
<b>4 REFERÊNCIAS.....</b>	<b>52</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Para se iniciar uma construção e fornecer estabilidade e segurança à obra, seja ela de pequeno ou grande porte, é necessário estudar o solo do local, por meio de resultados obtidos em análises de sondagens geotécnicas.

A importância do solo como material de construção é correspondente a do aço ou do concreto. Na engenharia estrutural, o conhecimento da mecânica dos solos é indispensável, pois todas as estruturas se apoiam direta ou indiretamente em solos ou rochas. Portanto, é necessário conhecer, em detalhes, a complexidade de comportamento, conferida por sua natureza particulada e multifásica. Em alguns casos, o solo é aplicado como elemento de construção, como por exemplo, as barragens e os aterros de estradas (DAIBERT e SANTOS, 2014).

A fundação de uma edificação é o elemento estrutural que recebe toda a carga solicitante da estrutura e a transfere ao terreno. Desta forma, se for mal executada ou mal dimensionada, poderá resultar em graves patologias e até mesmo um colapso estrutural. A análise de sondagem torna-se então indispensável para qualquer tipo de obra, ou seja, antes de projetar as fundações, é fundamental conhecer as características do local.

O laudo de sondagem apresenta a descrição geotécnica do terreno através dos sistemas de classificação dos solos. O objetivo, na engenharia civil, é estabelecer o possível comportamento do solo mediante solicitações externas e estimar sua capacidade de suporte (GUIMARÃES e PETER, 2018).

Após a sondagem, é possível determinar a escolha da fundação mais adequada a construção e com menor custo e prazo de execução (GUIMARÃES e PETER, 2018). É importante salientar que a mesma deve ser executada por empresa qualificada, com registro no Conselho Regional de Engenharia e Agrimensura – CREA, estando apta a executar a sondagem de acordo com a necessidade de projeto, levando em consideração o tipo de solo (LOPES e MENDES, 2020).

A sondagem SPT (Standart Penetration Test), geralmente, é a mais utilizada nos canteiros de obra. Consiste em uma investigação de simples reconhecimento que

determina os tipos de solo, bem como o índice de resistência à penetração, ao longo do perfil, e a posição do nível de água. Caso este seja ultrapassado, é necessário um sistema de rebaixamento do lençol (LOPES e MENDES, 2020).

O solo, ao sofrer solicitações, se deforma modificando o seu volume e forma iniciais. As deformações apresentadas dependem de suas propriedades elásticas e plásticas e do carregamento suportado. Conhecer as tensões atuantes em um maciço de solo, devido ao peso próprio, carregamentos em superfície e alívio de cargas provocadas por escavações é de extrema importância. A partir da determinação da distribuição das tensões nas várias profundidades abaixo do terreno, pode-se prevenir, ou se necessário, solucionar problemas relativos a recalques e empuxos de terra (DAIBERT e SANTOS, 2014).

Esse estudo de caso tem como objetivo analisar as informações apresentadas no laudo de sondagem de um mesmo terreno, através da metodologia de sondagem SPT, e comparar o dimensionamento das fundações de duas edificações distintas. A análise pretende pontuar as diferenças encontradas nas soluções direcionadas a cada uma das edificações, mostrando a relação entre a capacidade de suporte do solo e o porte da estrutura.

## 2 DESENVOLVIMENTO

### 2.1 O estudo dos solos

O solo é um material poroso formado pelo intemperismo das rochas. Sua caracterização é dada pela combinação de fatores tais como, o mineral de origem, sua maturidade, a presença de materiais transportados, a quantidade de matéria húmica, a variabilidade de texturas, entre outros. Desta forma, diferentes classificações são utilizadas na geotecnia para a análise dos solos.

De acordo com o tamanho das partículas, definem-se dois grupos: solos finos e solos grossos. Os solos finos compreendem as argilas e os siltes, cujo comportamento é caracterizado principalmente pela plasticidade adquirida na presença de água. Já os solos grossos abrangem as partículas granulares, areias e pedregulhos, que são designados por sua compacidade relativa, propriedade que depende do índice de vazios (CRAIG e KNAPPETT,2014).

As argilas têm como características marcantes uma granulação muito fina e elevada eletronegatividade superficial, que conferem alta plasticidade. Quando secas são desagregadas e, quando úmidas são lisas e muito plásticas. Em geral, os solos brasileiros muito argilosos apresentam boa quantidade de óxidos de alumínio e ferro.

Os siltes apresentam menor plasticidade, não se agregam como as argilas e suas partículas são muito pequenas e leves. No estado seco, podem ser desfeitos com bastante facilidade. O silte é produzido pelo esmigalhamento mecânico das rochas, por isso também é denominado "poeira da pedra".

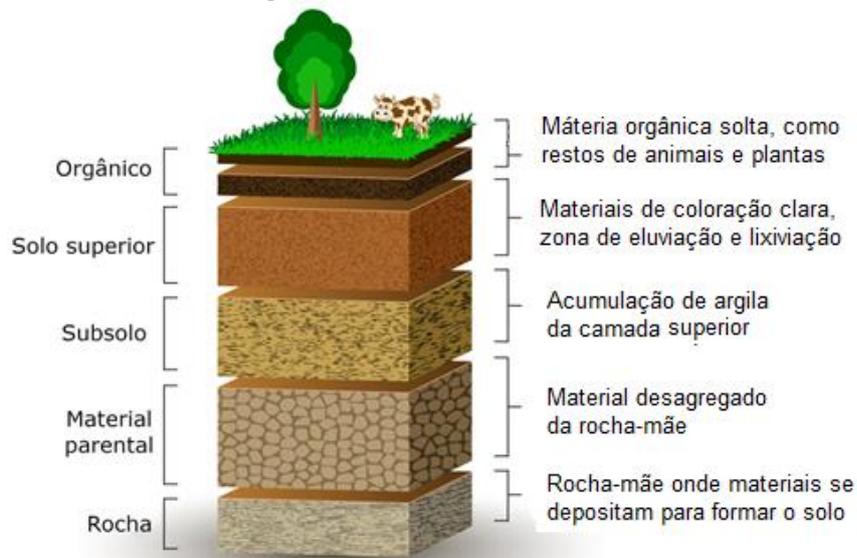
Designam-se como solos granulares, aqueles cuja maior porcentagem granulométrica esteja constituída com um predomínio de partículas grossas (partículas que se distinguem macroscopicamente com maior facilidade). Os pedregulhos são acumulações de fragmentos de rocha normalmente encontrados em grandes expansões e extrações, como depressões preenchidas por materiais transportados pelos rios.

As areias possuem origem semelhante aos pedregulhos. São ásperas ao tacto e, estando isenta de finos, não se contraem ao secar, ou seja, não apresentam plasticidade (DAIBERT e SANTOS, 2014).

Os solos de granulação fina, normalmente possuem a forma lamelar (estruturas em lâminas). Já os solos de granulação grossa, possuem estrutura intergranulares e seus grãos são esféricos e uniformes. Um solo bem qualificado consiste em uma larga faixa de tamanhos de partículas, com as menores preenchendo vazios formados entre os maiores. O resultado é uma estrutura densa e boa para compactação.

O perfil do solo apresenta, ao longo do tempo, uma evolução decorrente da ação dos agentes da natureza, onde sua constituição inicial foi alterada, resultando um solo com características diferentes das iniciais. São formados por camadas de distintas cores e texturas, conforme a Figura 1.

Figura 1 – Camadas do solo



Fonte: Ellen Bronstayn (2015) *apud* Vela (2015).

Os horizontes apresentam, normalmente, as camadas O - com presença de matéria orgânica, A - camada superficial com solo bem desenvolvido, B - subsolo e C - camada profunda com fragmentos desagregados da rocha mãe. Estas podem ser subdivididas em outras. A zona de transição entre o solo e sua rocha é chamada de saprolito (CAPUTO, H. e CAPUTO, A. 2015).

### **2.1.1 A capacidade de suporte do solo**

A capacidade de suporte de um solo pode ser definida como a resistência máxima do sistema fundação-solo. É determinada através da realização de ensaios como o Ensaio de Cisalhamento, Ensaio de Penetração e Ensaio de Prova de Carga. Este último é executado em campo, com aparelhos de grandes dimensões, e tem como objetivo caracterizar a deformabilidade e a capacidade de carga do solo sob carregamento de fundações. Já os ensaios de cisalhamento e penetração são realizados em laboratório e utilizam equipamentos menores, com o propósito de se obter índices de resistência do solo.

Os fatores que influenciam na capacidade de suporte são os tipos de solo, a textura, o teor de umidade, o peso específico aparente seco, a permeabilidade e a estrutura formada pelas partículas. Desta forma, o procedimento de ensaio a ser empregado depende do tipo de material a ser ensaiado. Além disso, o método e a velocidade de carregamento do corpo de prova, bem como as condições de drenagem são elementos importantes nos resultados dos ensaios (BERTI, 2005).

A estabilidade de um solo está relacionada com as forças transmitidas de partícula a partícula, ao longo de suas camadas. Define-se que, para um determinado plano de análise, a tensão normal total ( $\sigma$ ) é dada pela somatória das tensões efetivas ( $\sigma'$ ) e da tensão aplicada na água contida nos poros ( $u$ ), também denominada pressão neutra. Esta relação é representada por:

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{Equação 1}$$

As tensões efetivas são responsáveis por alterações no rearranjo estrutural do solo e, portanto, causam deformações. Como a variação de tensões na água não provoca nenhum efeito na estrutura do solo, esta é denominada neutra. Desta forma, a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) é a força normal transmitida entre as partículas de um solo, que controla as variações de volume e as características relacionadas à resistência ao cisalhamento.

As tensões induzidas, provocadas por carregamentos externos, alteram as tensões efetivas geostáticas. Assim, a tensão admissível, de acordo com as propriedades mecânicas do material, define a carga máxima que pode ser aplicada ao sistema (CAPUTO e CAPUTO, 2015).

O solo não é maciço e sim poroso. Possui em sua estrutura, além dos sólidos, partes vazias contendo água e ar. A parte porosa enfraquece sua capacidade de suporte mediante a solicitação de cargas. Para diminuir estes espaços vazios e, portanto, aumentar a resistência é realizada a compactação mecânica.

A compactação é uma técnica que aumenta a massa específica do solo, adensando suas partículas. Através da redução do volume e, conseqüente, diminuição do índice de vazios, aumentando-se o peso volúmico seco.

Esta redução é resultado da expulsão de ar dos vazios do solo, não ocorrendo significativamente alteração do teor de água, nem redução no volume das partículas sólidas. O solo solto é colocado em camadas, com cada uma sendo compactada de acordo com um padrão especificado por meio de rolos compressores, vibradores ou soquetes. Em geral, quanto maior o grau de compactação, maior a resistência ao cisalhamento e menor à compressibilidade do solo (CRAIG e KNAPPETT, 2014).

### **2.1.2 A exploração do subsolo**

Na engenharia civil, a sondagem é um processo de exploração e reconhecimento do subsolo, que permite a definição do tipo de solo, de acordo com sua textura, e de sua resistência ao impacto mecânico. Este último parâmetro é de extrema importância para o dimensionamento das fundações.

Através das sondagens, é possível coletar amostras do solo e determinar seu perfil vertical. Estas amostras são encaminhadas para laboratório, onde determinam-se os índices físicos característicos, tais como umidade, índice de vazios, porosidade, grau de saturação e o peso específico do solo. Também é determinada a mineralogia do material, através do ensaio de granulometria, composto pelo peneiramento dos solos granulares e sedimentação dos solos coesivos.

Concluindo os ensaios, têm-se os limites de consistência ou limites de Atterberg, onde obtém-se o índice de plasticidade que se refere ao grau de resistência do solo. Este índice é definido como a quantidade de água necessária

para que o solo no estado plástico se estabeleça como um líquido, o que, fisicamente, significa que não mais resiste a tensões cisalhantes (DAIBERT e SANTOS, 2014).

Dos vários tipos de sondagens disponíveis no mercado, destacam-se principalmente:

**a) Sondagem a trado:** é a técnica mais simples, sendo muito utilizada em obras de saneamento e em estradas. Esse tipo de sondagem fornece informações adicionais, pois permite uma amostragem do solo. É interessante destacar que esse método pode ser realizado manualmente, utilizando-se a ferramenta trado (tipo de amostrador de solo constituído de lâminas cortantes). De acordo com o tipo de solo, tem-se o trado em forma convexa (concha) ou espiralada (trado helicoidal ou espiral). Este serviço possibilita a identificação dos horizontes de solo, determinação da profundidade do nível d'água e a coleta deformada de amostra de solo, em quantidade suficiente para executar os ensaios laboratoriais. Quando necessário, junto com o serviço de coleta, são executados os ensaios de densidade e de umidade *in situ* (APL ENGENHARIA, 2018). A Figura 2 apresenta o ensaio com trado helicoidal:

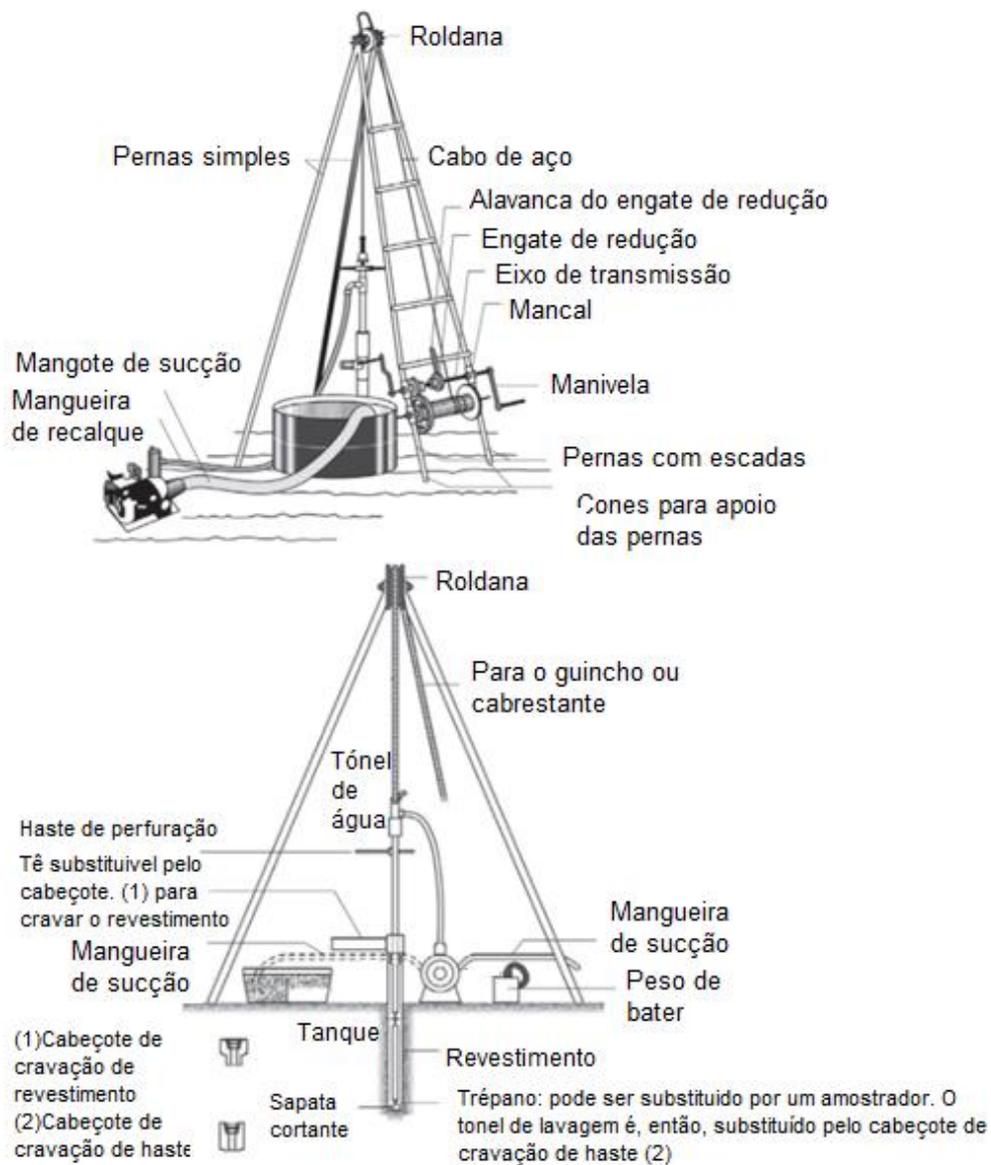
Figura 2 – Exemplo de sondagem a trado



Fonte: Google Imagens (2020).

**b) Sondagem à percussão (SPT):** a sondagem a percussão, também chamada de Sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) ou Teste de Penetração Padrão, é um método muito utilizado para reconhecimento do subsolo. Padronizado pela ABNT NBR 6.484/2001 - Execução de Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos, além das amostras, determina-se a resistência do solo. O ensaio consiste na perfuração vertical do maciço, onde a profundidade varia com o tipo de obra e com o terreno. Enquanto não se encontra água, o avanço da perfuração é feito, em geral, com um trado espiral (helicoidal), até atingir algum material resistente. Desse ponto em diante, continua-se com o uso de trépano e circulação de água, processo denominado “lavagem”. O trépano é constituído por uma peça de aço terminada em chanfro com duas saídas laterais para a água. O ensaio consiste na cravação deste elemento por repetidas quedas da coluna de perfuração (trépano e hastes), através de um martelo que cai de uma altura de 30,0 centímetros. A queda deste é seguida por um pequeno movimento de rotação, acionado manualmente. Injeta-se água sob pressão pelos canais existentes nas hastes. A água circula pelo furo e arrasta os detritos de perfuração até a superfície. Para evitar o desmoronamento das paredes, nas zonas em que o solo se apresenta pouco coeso, é instalado um revestimento metálico de proteção (tubo de revestimento). Durante a perfuração, a cada metro de avanço, é feito um ensaio de cravação do amostrador, no fundo do furo, para medir a resistência do solo e coletar amostras. Esse ensaio é denominado ensaio de penetração. É feito com um cilindro amostrador-padrão, barrilete, com golpes de um martelo com massa padronizada de 65,0 quilos, solto em queda livre de uma altura de 75,0 centímetros. Durante o ensaio, são anotados os números de golpes necessários à cravação do amostrador, em três trechos consecutivos de 15,0 centímetros. O valor da resistência à penetração (NSPT) consiste no número de golpes aplicados na cravação dos 30,0 centímetros finais. Após a realização de cada ensaio, o amostrador é retirado do furo e a amostra é coletada. As amostras retiradas devem ser acondicionadas em frascos hermeticamente fechados para a manutenção da umidade natural e das suas estruturas geológicas (DAIBERT e SANTOS, 2014). A Figura 3 mostra o equipamento utilizado para a Sondagem SPT:

Figura 3 – Sondagem SPT



Fonte: Daibert e Santos (2014).

**c) Sondagem rotativa:** destina-se a investigar e reconhecer as rochas e os materiais impenetráveis à percussão, permitindo a retirada de amostras da rocha, denominadas testemunhos. Por meio desse método, é possível atingir grandes profundidades dos perfis geológicos. Utiliza um conjunto motomecanizado projetado para obtenção de amostras de materiais rochosos contínuos e com formato cilíndrico. Possibilita a identificação dos materiais rochosos atravessados e a determinação de parâmetros específicos

como: designação da qualidade da rocha, recuperação, alteração e fraturamento. Essa sondagem atravessa todo o solo, utilizando ferramentas de abrasão (coroas diamantadas) maiores do que as ferramentas da sondagem à percussão (DAIBERT e SANTOS, 2014). O ensaio é ilustrado pela Figura 4.

Figura 4 – Sondagem rotativa



Fonte: Engtex (2014).

**d) Sondagem mista:** a sondagem mista é a utilização conjunta da metodologia de sondagem rotativa e sondagem SPT. Dessa forma, nos trechos em solo tem-se, a medida do índice de penetração NSPT e nos materiais impenetráveis à percussão faz-se o uso das coroas diamantadas para recuperação de testemunhos. Consiste na execução da sondagem a percussão e da sondagem rotativa em um mesmo furo, utilizada para caracterizar os parâmetros do solo e da rocha ao longo da profundidade. No caso de ocorrência de matacões ou blocos de rocha, esse tipo de sondagem possibilita ultrapassá-los e prosseguir com a determinação do NSPT (DAIBERT e SANTOS, 2014).

## 2.2 As fundações

As fundações são elementos estruturais dimensionados para receber as cargas atuantes na superestrutura e transmiti-las ao solo. Devem possuir resistência e rigidez adequadas para não sofrerem rupturas ou deformações que comprometam a construção. Existem diferentes tipos de fundações e sua especificação se dá de

acordo com o conhecimento e aplicação de princípios da mecânica dos solos e da análise estrutural.

Um projeto otimizado pode levar a uma economia significativa no custo de uma fundação. Deve ser elaborado por profissionais experientes, de forma conjunta com o projeto estrutural da edificação, uma vez que ambos estão totalmente interligados e mudanças em um provocam reações imediatas no outro. O fluxograma elaborado por Corte *et al.*, e ilustrado pela Figura 5, mostra as etapas que devem ser seguidas para realizar um projeto de fundações.

Uma das variáveis de economia é a escolha do tipo de fundação a ser executada. Portanto, o profissional envolvido deve ter o conhecimento das opções disponíveis no mercado e adequadas ao projeto de acordo com suas características.

Para a escolha da fundação que venha a ser utilizada, vários aspectos devem ser levados em consideração, como por exemplo, as características do solo, topografia da área, dados da estrutura que será construída, estruturas vizinhas, aspectos econômicos, dentre outros (CORTE *et al.*,2014).

Figura 5 – Fluxograma das etapas de projeto



Fonte: Corte *et al.*,(2014).

### 2.2.1 Fundações superficiais

As fundações rasas ou superficiais são aquelas em que a carga é transmitida ao solo por meio de elementos superficiais. São utilizadas quando o solo apresenta boa capacidade de suporte nas primeiras camadas. Geralmente, são executadas de forma manual, sem a necessidade de equipamentos de grande porte (GUIMARÃES e PETER, 2018).

De acordo com a NBR 6122, as fundações rasas transmitem as cargas para o terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo os blocos, as sapatas, o radier e as vigas de fundação (ABNT, 2010).

Os blocos de fundações, como mostra a Figura 6, são elementos superficiais construídos por concreto simples, cujas dimensões são estabelecidas para que apenas o concreto seja capaz de resistir aos esforços de compressão, sem o uso de armadura. Desta forma, faz-se necessário apenas o uso de armadura de ligação com o pilar (GUIMARÃES e PETER, 2018).

Figura 6 – Bloco de fundação



Fonte: GFortes Engenharia (2020).

As sapatas, representadas pela Figura 7, são elementos de fundação superficial dimensionados de modo que as tensões de tração atuantes sejam resistidas através de uma armadura disposta com essa finalidade sendo, portanto, executadas em concreto armado.

Figura 7 – Sapata



Fonte: os autores (2020).

Existem diferentes tipos de sapatas, a saber:

**a) Sapatas Isoladas:** são aquelas que não têm associação com nenhuma outra sapata. Transmitem para o solo, através de sua base, a carga de um pilar, sendo dimensionadas em função dos esforços provenientes do mesmo. Como ficam isoladas, essas sapatas são interligadas pelo baldrame. A Figura 8 mostra um exemplo da sapata isolada:

Figura 8 – Sapata isolada



Fonte: os autores (2020).

**b) Sapatas corridas:** são elementos superficiais de concreto armado que acompanham a linha das paredes, as quais lhes transmitem a carga por metro linear. De acordo com a Figura 9:

Figura 9 – Sapatas corridas



Fonte: os autores (2020).

**c) Sapatas associadas:** é uma sapata comum a vários pilares. São executadas quando a posição de duas sapatas isoladas ficarem sobrepostas ou apresentam interferências estruturais. Neste caso, as bases das sapatas recebem as cargas de dois ou mais pilares. De acordo com a figura abaixo:

Figura 10 – Sapata associada



Fonte: Google imagens (2020).

**d) Sapatas em divisas (alavancada):** são utilizadas quando existe a necessidade de executar sapatas em divisa ou próximos a obstáculos onde não seja possível fazer com que o centro de gravidade da sapata coincida

com o centro do pilar. A viga alavanca é ligada entre duas sapatas, de modo que um pilar absorva o momento resultante da excentricidade da posição do outro pilar (CORTE *et al.*,2014). De acordo com a figura abaixo:

Figura 11 – Sapata alavancada



Fonte: Google imagens (2020).

Além das sapatas e blocos, existe também a fundação em radier (Figura 12). Este funciona como uma sapata combinada, que pode cobrir toda a área sob uma estrutura que suporta diversos pilares e muros. São executados em solos com média capacidade de suporte de carga, que suportaram cargas altas. Quando a área total de fundação em sapatas ultrapassa a metade da área de construção, o radier é indicado como solução mais econômica (DAS, 2016).

Figura 12 – Radier



Fonte: os autores (2020).

### **2.2.2 Fundações profundas**

As fundações profundas são aquelas que transferem a carga proveniente da edificação para a fundação por meio da resistência de ponta, pela resistência do fuste ou por ambas. Essas estruturas devem ser implantadas em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e no mínimo 3 metros de profundidade. Os principais tipos de fundação profunda são as estacas e os tubulões. Enquanto as estacas são elementos com seção transversal pequena, os tubulões possuem maior seção transversal e uma base alargada manualmente. São utilizados quando a capacidade de suporte das camadas iniciais do solo não é adequada ao carregamento proveniente da superestrutura. Para a execução é necessário equipamento de escavação ou cravação, utilizando diferentes tipos de materiais para a execução das estacas, como a madeira, o metal, as pré-moldadas ou moldadas in loco em concreto armado e os tubulões (GUIMARÃES e PETER, 2018).

**a) Estacas pré-moldadas:** são caracterizadas pela cravação por percussão, prensagem ou vibração. Podendo ser constituídas por um ou dois elementos (madeira, aço, concreto armado ou protendido).

**b) Estacas de madeira:** são troncos de árvores cravados com bate-estacas de pequenas dimensões e martelos leves. Para sua utilização, é necessário que fiquem totalmente abaixo d'água. Utilizam-se estacas de madeira para execução de obras provisórias, principalmente em pontes e obras marítimas. Os tipos mais usados são eucalipto, aroeira, ipê e guarantã. A Figura 13 abaixo mostra um exemplo:

Figura 13 – Estaca de madeira



Fonte: Directiva engenharia (2020).

**c) Estacas metálicas:** Podem ser cravadas em quase todos os tipos de terreno atingindo grande capacidade de carga, trabalhando bem à flexão e se utilizadas em serviços provisórios, podem ser reaproveitadas várias vezes. Seu emprego necessita cuidados para prevenir a corrosão do material metálico. Sua maior desvantagem é o custo maior em relação as estacas pré-moldadas de concreto, strauss e franki. A Figura 14 mostra um exemplo:

Figura 14 – Estacas metálicas



Fonte: Dicionário geotécnico, 2006.

**d) Estacas pré-moldadas de concreto:** podem ser de concreto armado ou protendido e, como decorrência do problema de transporte e equipamento,

têm limitações, sendo fabricadas em segmentos, o que leva em geral à necessidade de grandes estoques e requerem armaduras especiais para içamento e transporte. Costumam ser fabricadas em firmas especializadas, com suas responsabilidades bem definidas, ou no próprio canteiro, sempre num processo sob controle rigoroso (CORTE *et al.*,2014). De acordo com a Figura 15:

Figura 15 – Estacas pré-moldadas de concreto



Fonte: Tecgeo (2020).

As estacas moldadas in loco, são as produzidas no mesmo local em que serão penetradas no solo, sendo sua execução ocorrendo pela aplicação de concreto de forma que se preenchem escavações previamente realizadas no terreno por meio de perfurações ou cravações. Dentre esta ordem de estacas, podem-se citar as seguintes tipologias: broca, raiz, franki, strauss e por fim, a hélice contínua. E também podemos citar os tubulões.

**a) Broca:** São as estacas executadas por perfuração com trado, realizada manualmente e, posteriormente, a concretagem in loco. Esse tipo de estaca é limitado a pequenas cargas, pois seu processo e execução envolvem limitações. Recomenda-se o uso de brocas com diâmetro de 20 cm a 40 cm, e o espaçamento entre as estacas deve ser de, no mínimo, três vezes o valor do seu diâmetro (GUIMARÃES E PETER, 2018). De acordo com a Figura 16:

Figura 16 – Broca



Fonte: Nelson Schneider (2019).

**b) Tubulões:** são elementos de fundação profundos, que apresentam uma forma cilíndrica podendo ser de aço ou concreto e são executados a partir da concretagem de uma escavação, que pode ser, ou não, revestida. Nesse caso, há necessidade da descida de um operário na sua fase final, dividindo-se em dois tipos básicos de tubulações: a céu aberto e a ar comprimido.

Tubulões a céu aberto: sua concretagem ocorre no poço a céu aberto, apresentando uma base alargada. Essa escavação pode ser realizada manualmente ou mecanicamente, utilizado acima do lençol freático e em solos resistentes e coesivos abaixo do lençol freático, essas delimitações são necessárias para garantir que não ocorra desmoronamento. De acordo com a Figura 17:

Figura 17 - Tubulão a céu aberto



Fonte: Pereira (2015).

Tubulão a ar comprimido: os tubulões podem ser de aço ou concreto e são requeridos quando se deseja executar a perfuração em solos nos quais haja água. É importante verificar, durante todo o procedimento, a compressão e a descompressão dos equipamentos para que o operário tenha segurança, é montada uma câmara de descompressão, pela qual eles possam trabalhar sob o efeito do ar comprimido (GUIMARÃES e PETER, 2018). Conforme a Figura 18:

Figura 18 - Tubulão a ar comprimido



Fonte: Roca (2017).

**c) Estaca raiz:** concretada “in loco”, de perfuração com pequeno diâmetro é realizada por rotação ou rotopercussão, em direção vertical ou inclinada, como mostra a Figura 19. Essa perfuração se processa com um tubo de revestimento e o material escavado é eliminado continuamente por uma corrente fluida (água, lama bentonítica ou ar) que introduzida através do tubo reflui pelo espaço entre o tubo e o terreno (CORTE *et al.*,2014).

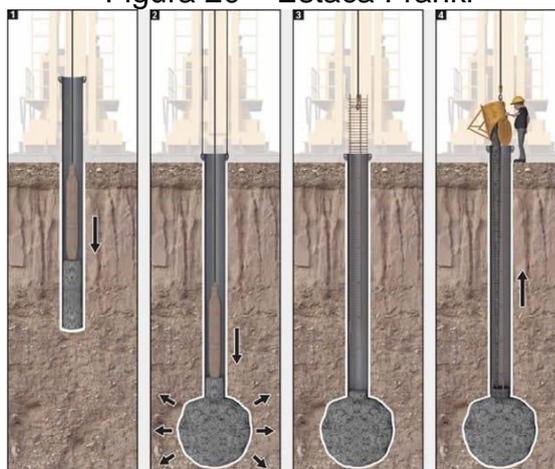
Figura 19 – Estaca raiz



Fonte: FUNGEO (2020).

**d) Estaca Franki:** é executada por meio da cravação no terreno de um tubo de ponta fechada com uma bucha e da execução de uma base alargada, que é obtida introduzindo-se no terreno certa quantidade de material granular por meio de golpes de um pilão. Esse tipo de estaca atinge amplas profundidades, mas não deve ser usada em centros urbanos, pois pode provocar danos em construções próximas, devido à sua vibração (GUIMARÃES E PETER, 2018). De acordo com a Figura 20:

Figura 20 – Estaca Franki



Fonte: Total construção (2020).

**e) Estaca Strauss:** sendo uma variação da franki, a estaca Strauss foi idealizada como alternativa às estacas cravadas por percussão, as quais possuem grande desconforto gerado pelos ruídos e vibrações da cravação. Dispõe de um processo executivo pautado na retirada de terra por sonda ou piteira, enquanto se insere simultaneamente, tubos metálicos roscáveis até a profundidade desejada, e em seguida, lança-se o concreto com apiloamento e recolhimento da tubulação. Este tipo de estaca é amplamente utilizado em terrenos de pequeno porte pela mobilidade dos equipamentos. (CORTE *et al.*,2014). A Figura 21 apresenta a execução da estaca Strauss.

Figura 21- Execução estaca Strauss



Fonte: Pereira (2018).

**f) Hélice Contínua Monitorada:** a NBR6122 define estaca hélice contínua como estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca. O processo de execução é dividido em três etapas: perfuração, concretagem simultânea a extração da hélice do terreno, e colocação da armadura. A perfuração é executada através da cravação da hélice no terreno por rotação, utilizando um torque apropriado para que a hélice vença a resistência do solo, e alcance a profundidade determinada em projeto (RIBEIRO, 2018). Conforme a Figura 22:

Figura 22 – Hélice contínua



Fonte: os autores (2020).

### **2.2.3 Recalques de fundação**

De acordo com a NBR 6122, o recalque é a deformação que ocorre no solo quando o mesmo está submetido a determinados carregamentos, resultando em um movimento vertical descendente. A movimentação da fundação pode causar diversos danos a estrutura da edificação na qual, dependendo da intensidade, estes danos podem ser irreversíveis causando manifestações patológicas como fissuras, trincas, infiltrações (ABNT 2010).

Do ponto de vista do elemento de fundação, o recalque é classificado em dois tipos, recalque absoluto que ocorre em um elemento de fundação isolado e o recalque diferencial que ocorre quando um elemento de fundação desloca e outro não, ou quando ambos são deslocados, mas com intensidades diferentes. Este tipo de recalque deve ser sempre evitado, uma vez que sua aparição pode ocasionar o aparecimento de manifestações patológicas e, em casos mais graves, pode causar danos difíceis de serem reparados (DA SILVA e OLIVEIRA, 2018).

Velloso e Lopes (2004) classifica os danos oriundos do recalque da fundação em três grupos:

**a) Danos estruturais:** são danos causados aos elementos estruturais que compõem os edifícios, tais como pilares, vigas e lajes. A extensão desse dano pode ocasionar efeitos mais simples, como o aparecimento de pequenas fissuras nos elementos estruturais, ou até os efeitos críticos, podendo ocasionar o colapso da estrutura;

**b) Danos arquitetônicos:** são os danos causados a estética da edificação como o aparecimento de fissuras e trincas em paredes e acabamentos. Estes danos causam, principalmente, um desconforto visual, mas nem por isso devem ser menosprezados;

**c) Danos funcionais:** são danos que afetam a funcionalidade do edifício, ocasionando refluxo ou ruptura do sistema de esgoto, empenamento das esquadrias, desgaste de elevadores. Estes danos estão ligados ao desaprumo do edifício causado pelo recalque excessivo da fundação.

O desaprumo da edificação tem como principal origem o recalque diferencial dos elementos de fundação. Essa manifestação patológica afeta desde a estética do edifício, causando desconforto visual e habitacional, até a distribuição de cargas no edifício, que por consequência acaba aumentando o esforço nos elementos de fundação gerando um acréscimo de recalque que, atingindo valores que não foram considerados no dimensionamento do projeto, pode ocasionar o colapso total do edifício. Dentre os principais casos em que ocorreu o recalque diferencial, pode-se citar a Torre de Pisa na cidade de Pisa, região de Toscana, Itália, e os prédios da orla de Santos, São Paulo, Brasil. Esses casos podem ser observados nas Figuras 23 e 24 abaixo, respectivamente (MILITITSKY, 2015).

Figura 23 – Torre de Pisa, Toscana – Itália



Fonte: PINHEIRO (2016).

Figura 24 - Prédio inclinado na Orla de Santos, São Paulo, Brasil



Fonte: FECCI (2018).

### 2.3 Os parâmetros para a escolha do tipo de fundação

Vários são os fatores a serem observados para a escolha do tipo de fundação de uma edificação. Entre eles o tipo do solo, bem como sua capacidade de suporte, o modelo da edificação, ou seja, a carga solicitante, o local de implantação do terreno – urbano ou rural – o custo envolvido e a mão de obra disponível (DA SILVA e OLIVEIRA, 2018).

Desta forma, a escolha da fundação de uma edificação envolve:

- a) Análise da topografia da área:** Etapa que consiste em verificar a necessidade de cortes e aterros, levantamento de dados sobre taludes e encostas próximas e dados sobre erosões;
- b) Reconhecimento do terreno:** Etapa que visa investigar o subsolo através do processo de sondagem, procurando identificar a variação das camadas de solo, bem como a resistência, profundidade, existência de matacões e a posição do nível de água;
- c) Análise da solicitação de carga:** Etapa em que são definidos o tipo e o uso da edificação, bem como o sistema construtivo empregado e, ainda, estudo das cargas atuantes;
- d) Levantamento sobre construções vizinhas:** Nesta etapa, procura-se conhecer a estrutura de edificações vizinhas, bem como a quantidade de pavimentos, a existência de subsolos, identificação de danos já existentes na construção e, também, procura prever as consequências provocadas pelas escavações e vibrações da obra a ser construída.

Após verificar todos os dados é possível determinar a tipologia de fundação que melhor se encaixaria nas especificações do terreno garantindo tanto a integridade da nova obra quanto das obras vizinhas (VELLOSO e LOPES, 2004).

## **2.4 Estudo de caso**

### **2.4.1 O estudo de caso**

Este estudo de caso tem como objetivo analisar a relação estabelecida entre o tipo de solo e a escolha da fundação de uma edificação. Para isso, a partir de um laudo de sondagem real, realizado previamente em um terreno, dimensionou-se para as fundações de duas edificações distintas: um edifício multifamiliar e um sobrado. Com a resistência do solo determinada, foi possível definir o tipo de fundação mais adequado para cada edificação.

### **2.4.2 Descrição do local de implantação dos edifícios**

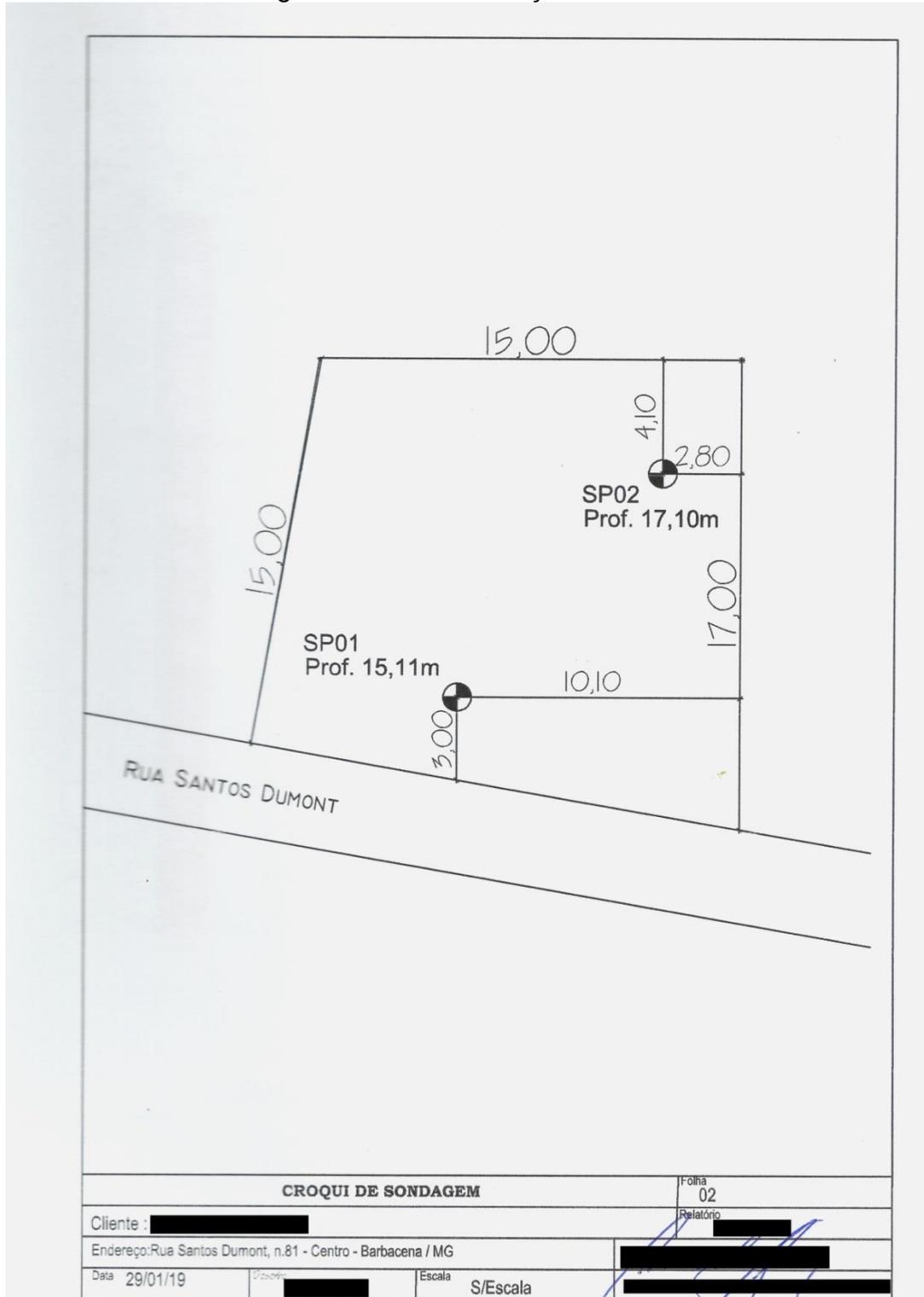
O terreno sobre o qual desenvolveu-se este estudo situa-se na Rua Santos Dumont, nº 81, bairro Centro, Barbacena – Minas Gerais. Trata-se de um lote sito em uma área urbana comercial. Para caracterização do mesmo, foi realizada a análise de sondagem SPT, em dois pontos, conforme a Planta de Locação dos Furos apresentada na Figura 25. Destaca-se que a locação dos mesmos objetivou a melhor descrição do solo.

Os laudos de sondagem (Figuras 26 e 27) mostram que o terreno está nivelado com a rua. O primeiro metro é de aterro (lançamento artificial) constituído por silte argiloso. O terreno possui elevada umidade, com o nível da água aos primeiros setenta e um centímetros no furo um e a partir dos três metros no furo dois. Logo abaixo do aterro, apresenta-se uma camada, entre três a quatro metros, de argila siltosa, arenosa, micácea, com cor cinza e consistência muito mole. Posteriormente, tem-se uma espessa camada de silte argiloso, arenoso, micáceo, com cor variegado e com consistência média a dura.

Trata-se então de um solo coesivo, predominantemente constituído por partículas finas. Todas essas classificações e identificações do solo foram feitas em laboratório a partir de amostras levadas pelo sondador. Os SPTs iniciais indicam um solo com baixa resistência superficial. Somente a partir da cota de treze metros,

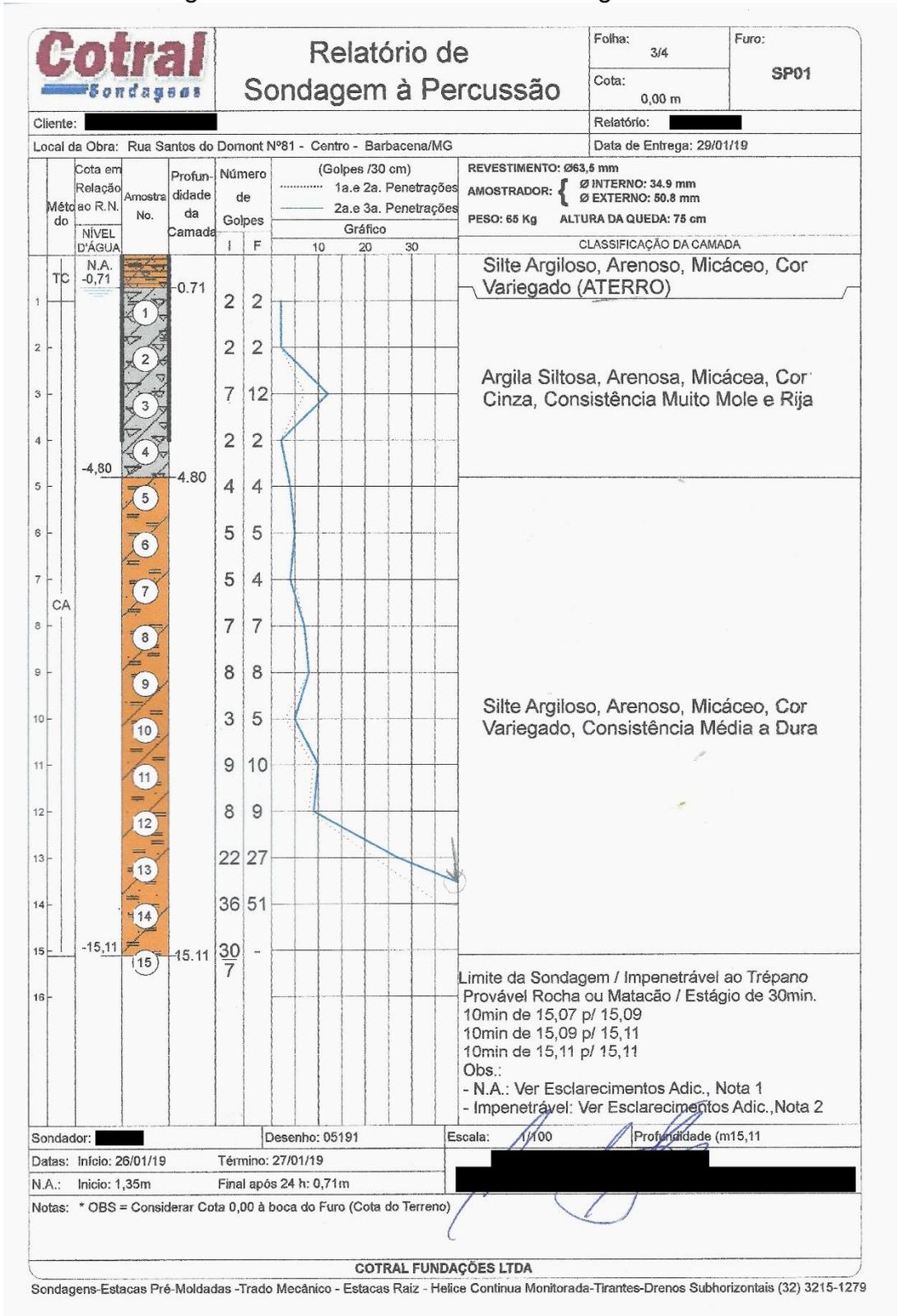
apresenta-se um aumento significativo de resistência. Normalmente, SPTs maiores do que 20 indicam solos compactos ou duros. O limite de sondagem se deu nas cotas -15,00m e -17,00m, onde o equipamento não conseguiu mais perfurar o solo.

Figura 25 - Planta locação de furos



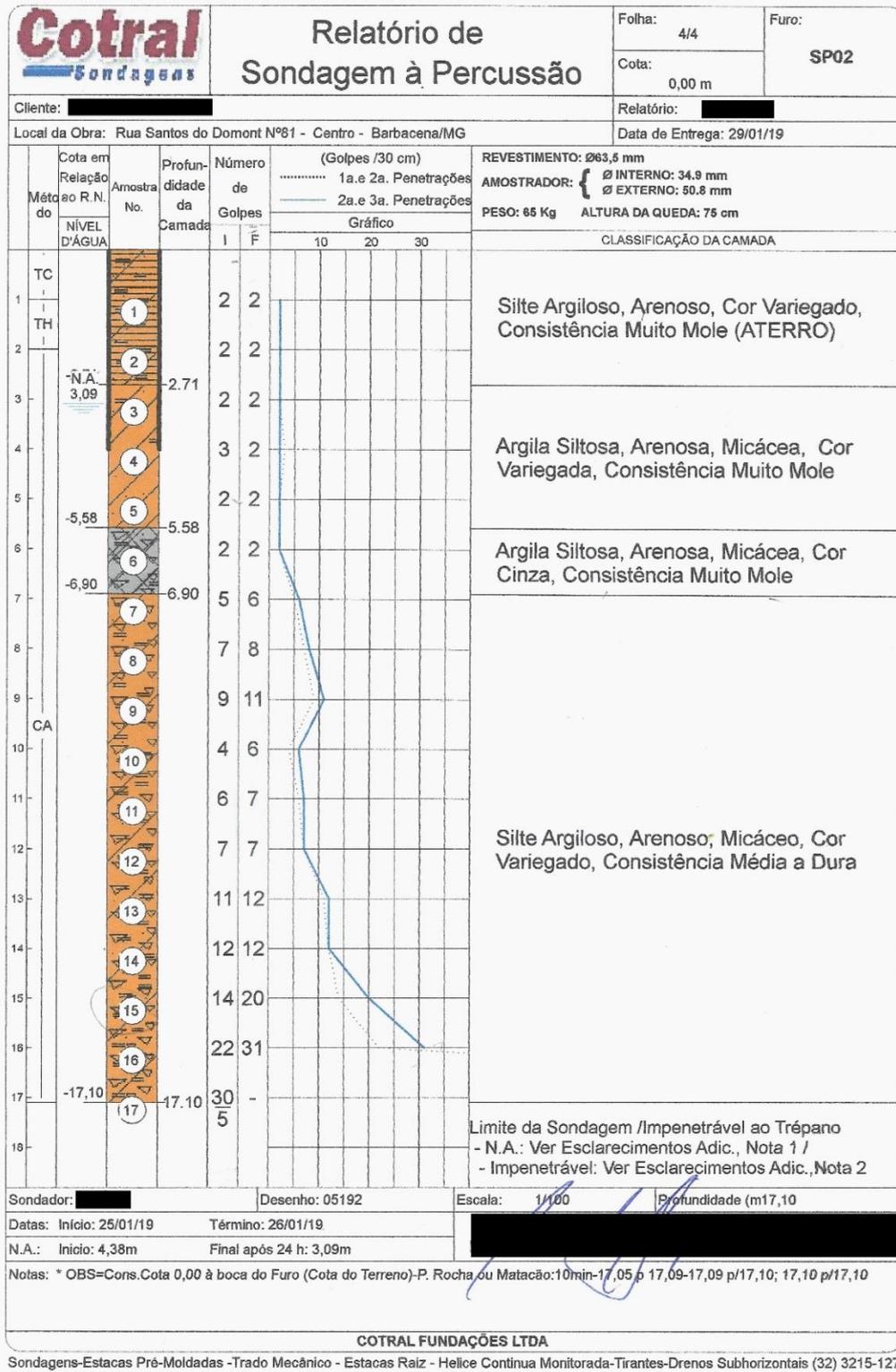
Fonte: Neves (2019).

Figura 26 – Perfil individual de sondagem SPT 01



Fonte: Neves (2019).

Figura 27 - Perfil individual de sondagem SPT 02

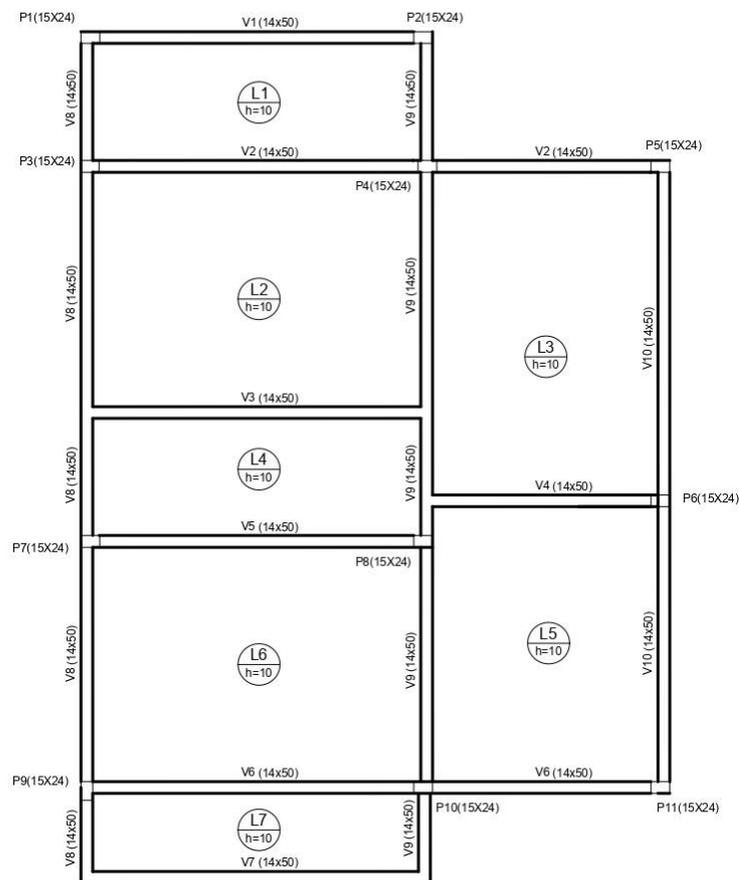


Fonte: Neves (2019).

### 2.4.3 Descrição dos edifícios

Para melhor caracterização deste estudo, escolheu-se duas edificações bastante distintas. Os sobrados são edificações constituídas por dois ou mais andares e com área construída relativamente grande (BOTELHO e CARVALHO, 2017). Admitiu-se para esta análise que o sobrado é estruturado com dois pavimentos, ou seja, possui lajes, vigas e pilares de concreto armado que descarregarão as cargas nas fundações e as alvenarias têm função exclusiva de vedação. O telhado será embutido com telha de fibrocimento. As Figuras 28 e 29 apresentam as Plantas de Formas do mesmo.

Figura 28 – Planta de formas do térreo

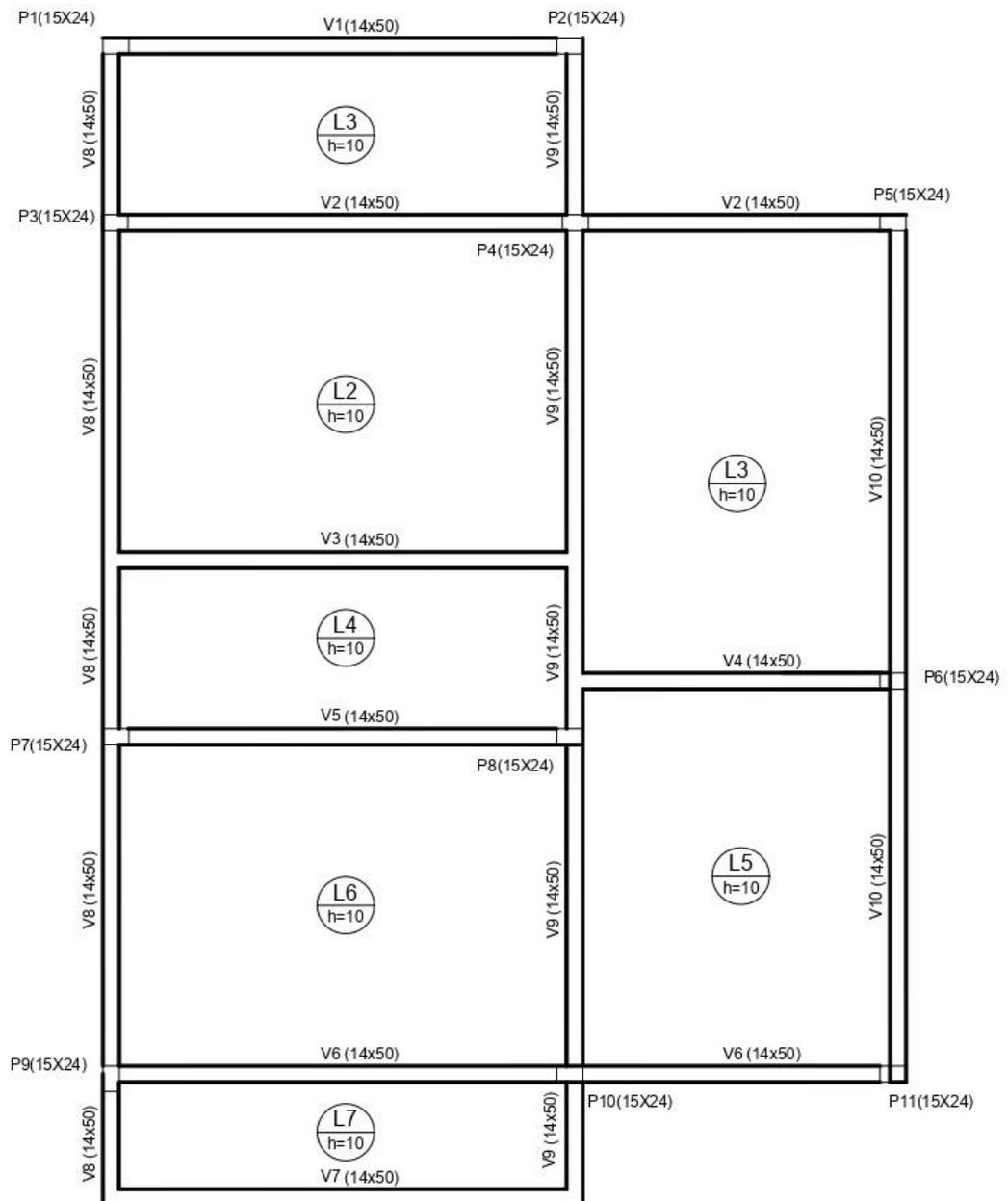


PLANTA DE FORMAS TÉRREO

Escala 1:75

Fonte: os autores (2020).

Figura 29 – Planta de formas do 1º pavimento



PLANTA DE FORMAS 1º PAVIMENTO  
Escala 1:75

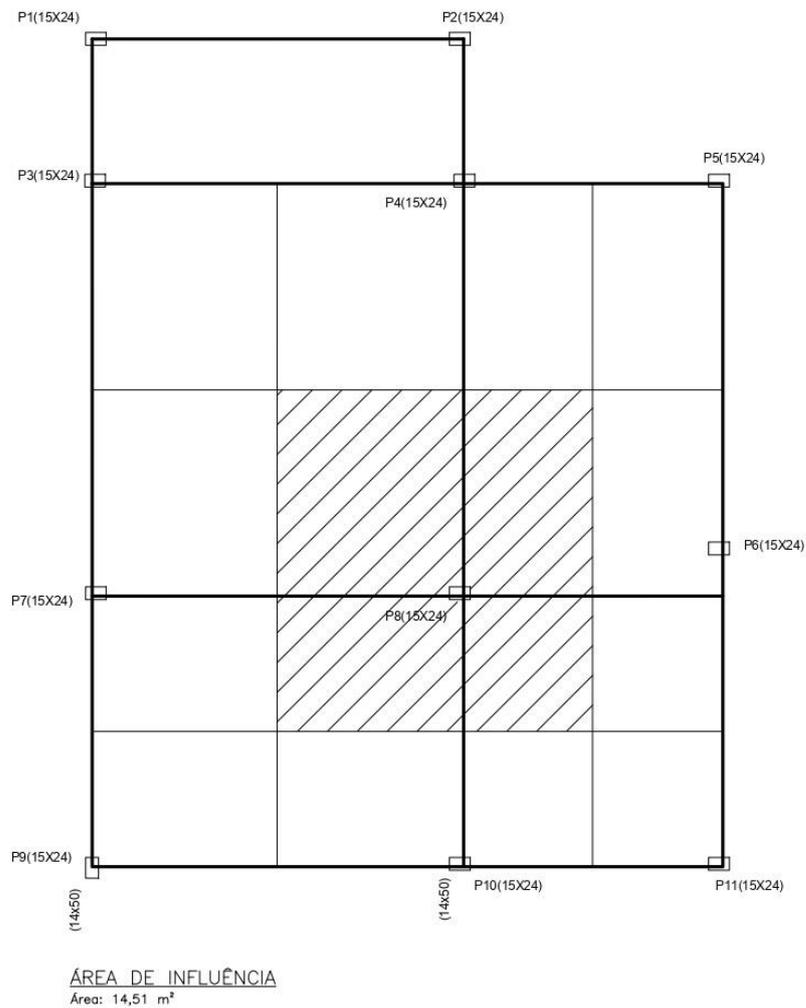
Fonte: os autores (2020).

A partir das Plantas de Formas, tem-se o pré-dimensionamento de cargas da superestrutura:

**- Estimativa de carga do pilar mais tensionado (sobrado):**

A carga do pilar mais tensionado está associada a maior área de influência ( $A_i$ ) que é a área onde descarrega a carga dos pavimentos para o pilar. Conforme a Figura 30, o Pilar P8 é o mais tensionado, apresentando uma área de 14,51 m<sup>2</sup>, por pavimento.

Figura 30 – Área de influência



Fonte: os autores (2020).

Considerando para cada pavimento uma carga de 12,00 kN/m<sup>2</sup>, estimada a partir de dados obtidos pela ABNT NBR 6120:1980, tem-se:

$$N_k = 12,0 \times A_i \times n^\circ \text{ de pavimentos Equação 2}$$

$$N_k = 12,0 \times 14,51 \times 2$$

$$N_k = 348,24 \text{ kN}$$

A esta carga estimada deve-se aplicar um coeficiente de majoração que depende do tipo de pilar. Sendo o Pilar P8 um pilar interno, majora-se a carga em 80% (ABNT NBR 6118):

$$N_{SD} = 1,80 \times 348,24 \quad \text{Equação 3}$$

$$N_{SD} = 626,83 \text{ kN}$$

Ainda, com o objetivo de evitar um desempenho inadequado, a NBR 6118:2014, no seu item 13.2.3, estabelece que a seção transversal dos pilares, não deve apresentar dimensão menor que 19,0 cm. Permite-se a consideração de dimensões entre 19,0 cm e 14,0 cm, desde que no dimensionamento seja usado um coeficiente adicional  $\gamma_n$ .

Tabela 1 – Dimensões mínimas para pilares

<i>b</i> cm	≥ 19	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde  
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ;  
*b* é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Portanto, a carga de projeto considerada para o sobrado será:

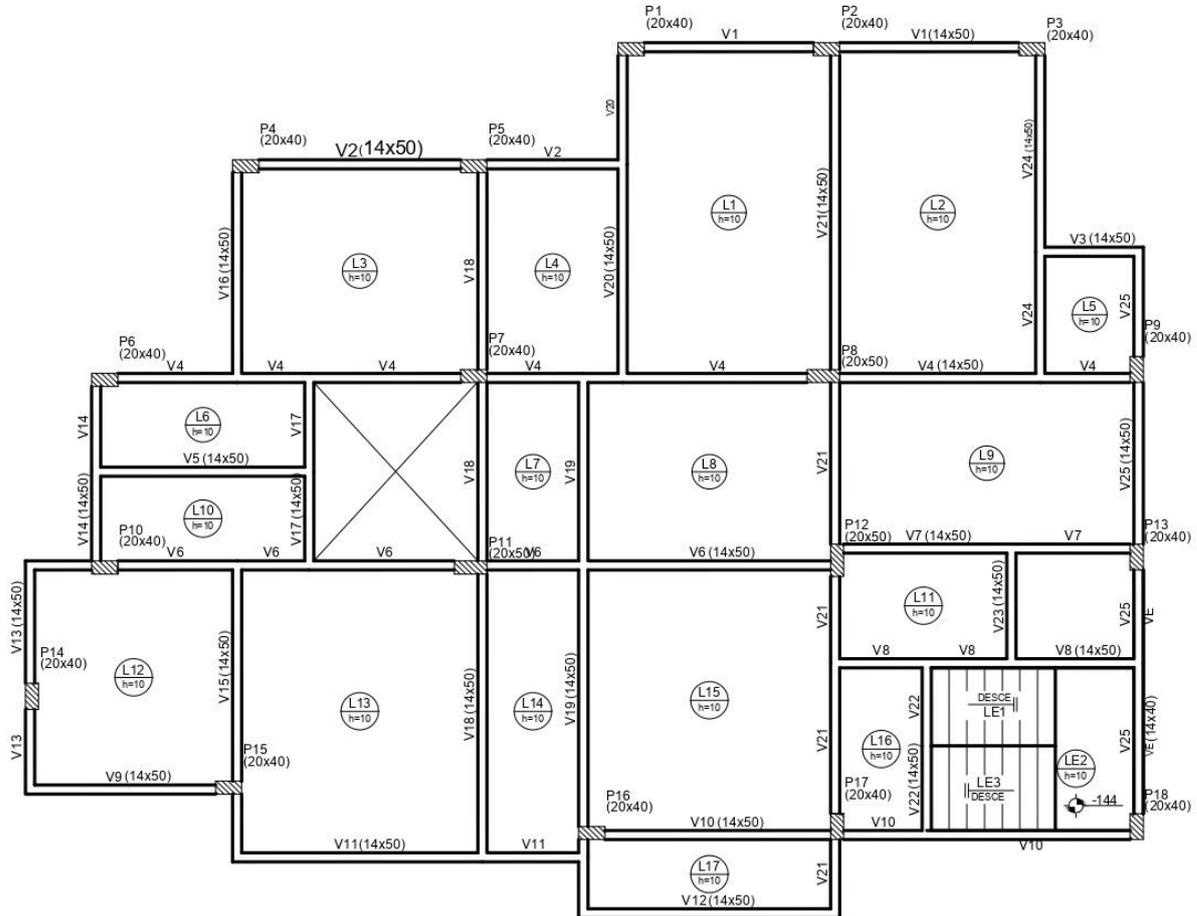
$$N_{SD} = 1,20 \times 626,83 \quad \text{Equação 4}$$

$$N_{SD} = 752,20 \text{ kN}$$

Os edifícios multifamiliares, por sua vez, são muito populares em centros urbanos. Neste estudo, o prédio possui o andar térreo, um subsolo de garagens e cinco pavimentos tipo com dois apartamentos por andar, além do barrilete. Sua estrutura é composta por lajes, vigas e pilares, sendo que a alvenaria não tem responsabilidade estrutural. O cálculo estimativo das cargas segue o mesmo

esquema apresentado no sobrado. A Figura 31 apresenta a Planta de Forma do mesmo.

Figura 31 – Planta de formas do pavimento tipo



PLANTA DE FORMAS PAVIMENTO TIPO  
Escala 1:100

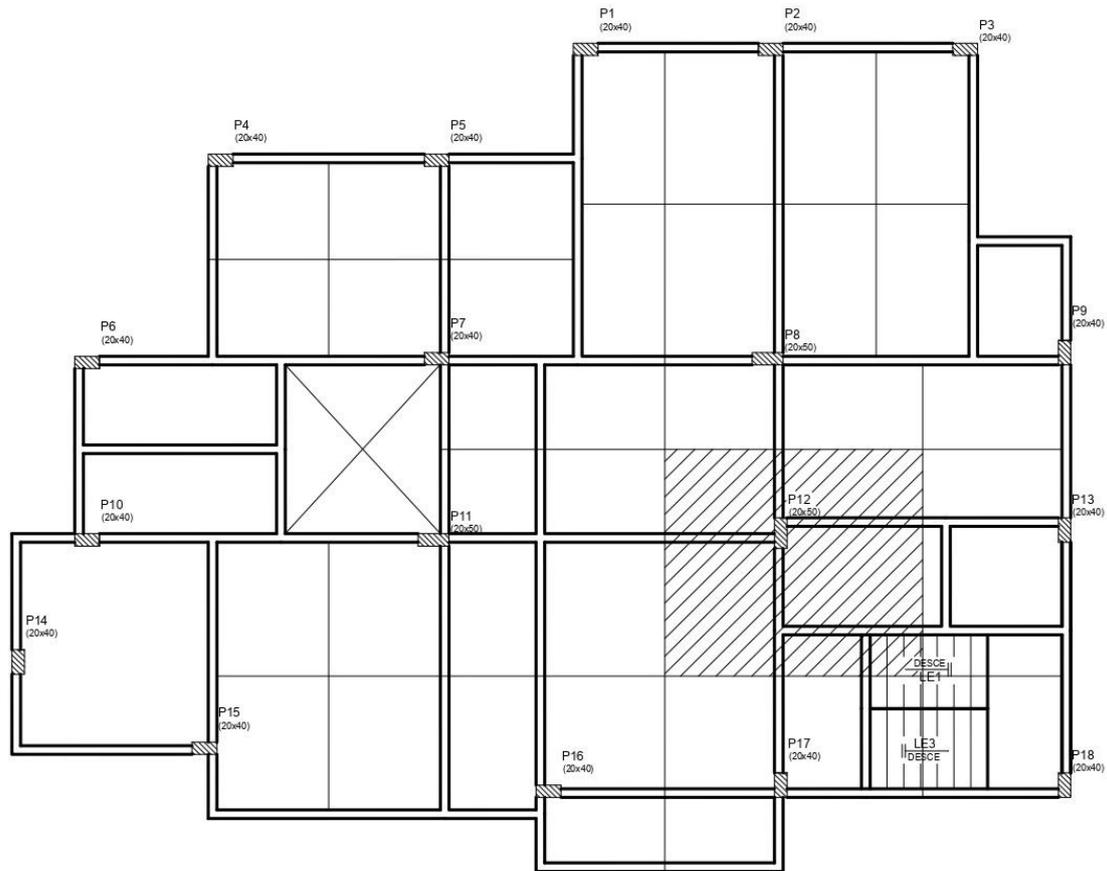
Fonte: os autores (2020).

O pré-dimensionamento deste segue o mesmo descrito para o sobrado:

**- Estimativa de carga do pilar mais tensionado (edifício multifamiliar):**

Conforme a Figura 32, o Pilar P12 é o mais tensionado, apresentando uma área de 15,27 m<sup>2</sup>, por pavimento.

Figura 32 – Área de influência



ÁREA DE INFLUÊNCIA  
 Área: 15,27 m<sup>2</sup>

Fonte: os autores (2020).

Portanto:

$$N_k = 12,00 \times A_i \times n^{\circ} \text{ de pavimentos} \quad \text{Equação 5}$$

$$N_k = 12,0 \times 15,27 \times 7$$

$$N_k = 1.282,68 \text{ kN}$$

$$N_{SD} = 1,80 \times 1.282,68 \text{ kN} \quad \text{Equação 6}$$

$$N_{SD} = 2.308,84 \text{ kN}$$

Como a menor dimensão dos pilares é igual a 20,0 centímetros, não é necessário usar o coeficiente de majoração  $\gamma_n$ .

#### 2.4.4 Soluções adotadas

O dimensionamento da fundação de uma edificação envolve a verificação tanto do elemento estrutural, como do solo que receberá o carregamento. Desta

forma, a dimensão do elemento é dada em função da tensão admissível do solo ( $\sigma_a$ ), ou seja, da resistência máxima do mesmo. Para a estimativa deste parâmetro, foi adotado o método empírico de Décourt e Quaresma.

Segundo a NBR 6484, solos com SPT menor que 10 golpes são considerados fracos e instáveis. Desta forma, analisando-se o laudo de sondagem, cujos índices superficiais indicam baixa capacidade de suporte e, considerando também o alto nível de saturação do terreno, em ambas as edificações será necessária a adoção de estacas (ABNT, 1997).

Para o sobrado, optou-se pelo uso de fundações mistas, em que serão dimensionados blocos estaqueados. A estaca será do tipo Strauss em função da necessidade da camisa metálica pela presença de água. Já para o edifício de maior porte, será adotada a estaca Hélice Contínua, uma excelente opção para zonas urbanas, moldada “in loco” e suas fases de execução incluem a perfuração do terreno com trado até a profundidade do projeto de fundações, sendo sua concretagem simultânea à extração do trado e instalação de armadura.

#### **Dimensionamento da Estaca Strauss (sobrado):**

As estacas Strauss são executadas com revestimento metálico recuperável, de ponta aberta, para permitir a escavação do solo. Podem ser em concreto simples ou armado. São usadas para resistir esforços verticais de compressão, de tração ou ainda, esforços horizontais conjugados ou não com esforços verticais (CORTE *et al.*, 2014).

##### A. Característica da estaca: adotando Ø 32 cm

i) Estimativa do perímetro da estaca:

$$U = 2 * \pi * r \quad \text{Equação 8}$$

$$U = 2 * \pi * 0,16 = 1,005\text{m}$$

ii) Estimativa da área da estaca:

$$A = \pi * \frac{d^2}{4} \quad \text{Equação 9}$$

$$A = \pi * \frac{0,32^2}{4} = 0,08042\text{m}^2$$

B. Dimensionamento geotécnico pelo método de Décourt-Quaresma:

Segundo Décourt-Quaresma (1978), o método obtém a resistência lateral ( $RL$ ) considerando-se a média total do SPT lateral ( $NL$ ), o perímetro da estaca ( $U$ ), bem como seu comprimento ( $L$ ) e um coeficiente  $\beta$  que depende do tipo de estaca e do solo. Já a resistência de ponta ( $RP$ ) é obtida a partir da média do SPT da ponta ( $NP$ ), da área da estaca ( $AP$ ) e dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  tabelados. Estes são obtidos pela Tabela 4.

i) Cálculo da resistência lateral total:

$$RL = \beta * 10 * \left(\frac{NL}{3} + 1\right) * U * L \quad \text{Equação 10}$$

$$RL = 0,65 * 10 * \left(\frac{8}{3} + 1\right) * 1,005 * 16 = 383,35\text{kN} = 38,33\text{Tf}$$

ii) Cálculo da resistência de ponta:

$$Rp = \alpha * C * Np * AP \quad \text{Equação 11}$$

$$Rp = 0,60 * 120 * 18 * 0,08042 = 104,22\text{kN} = 10,42\text{Tf}$$

Tabela 2 - Valores do coeficiente C

Tipo de solo	C (kN/m <sup>2</sup> )
Argilas	100
Silte argilosos	120
Silte arenosos	140
Areias	200

Fonte: Décourt-Quaresma (1978).

Tabela 3 - Valores do coeficiente  $\alpha$  e  $\beta$ 

Estacas / Solo	Cravadas		Escavada		Hélice Contínua		Raiz	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Argilas	1,00	1,00	0,85	0,80	0,30	1,00	0,85	1,50
Solo intermediários	1,00	1,00	0,60	0,65	0,30	1,00	0,60	1,50
Areias	1,00	1,00	0,50	0,50	0,30	1,00	0,50	1,50

Fonte: Décourt-Quaresma (1978).

iii) Cálculo da resistência total:

$$RT = RL + RP \quad \text{Equação 12}$$

$$RT = 38,33 + 10,42 = 48,75 \text{ Tf}$$

iv) Verificação da resistência de ponta:

Adotando-se que a resistência de ponta deve ser  $\leq 20\%$  da resistência total:

$$Rp \leq 0,20 * RT \quad \text{Equação 13}$$

$$Rp \leq 0,20 * 48,75$$

$$Rp \leq 9,75 \text{ Tf}$$

Portanto, o novo valor da resistência total passa a ser:

$$RT = RL + Rp \quad \text{Equação 14}$$

$$RT = 38,33 + 9,75 = 48,08 \text{ Tf.}$$

v) Cálculo da resistência admissível:

- Primeira verificação:

$$R_a = \frac{RT}{2} \quad \text{Equação 15}$$

$$R_a = \frac{48,08}{2} = 24,04 \text{ Tf}$$

- Segunda verificação:

$$R_a \leq \frac{RL}{1,3} + \frac{Rp}{4} \quad \text{Equação 16}$$

$$R_a \leq \frac{38,33}{1,3} + \frac{9,75}{4} = 31,92 \text{ Tf}$$

vi) Verificação do número de estacas:

$$N_e = \frac{N_{sd}}{R_a} \quad \text{Equação 17}$$

$$N_e = \frac{75,22}{24,04} = 3,12 = 4 \text{ estacas}$$

Conclui-se que, geotecnicamente, a resistência admissível é de 24,04 Tf.

### C. Dimensionamento da armadura:

i) Verificação da compressão:

$$\sigma_c = \frac{R_a}{A_e} \quad \text{Equação 18}$$

$$\sigma_c = \frac{24,04}{0,08042} = 261,62 \frac{\text{Tf}}{\text{m}^2} = 2,62 \text{ MPa}$$

Como a tensão de compressão é menor que 5 Mpa, adota-se armadura de arranque.

ii) Cálculo da área de aço:

$$A_s = 0,5\% * A_c \quad \text{Equação 19}$$

$$A_s = 0,005 * 0,08042 = 0,0004021 \text{ m}^2 = 4,02 \text{ cm}^2$$

iii) Cálculo do comprimento de armadura:

$$L_s = 5 * \varnothing e \quad \text{Equação 20}$$

$$L_s = 5 * 32 = 160\text{cm} = 1,50\text{m}$$

iv) Cálculo do número de barras: adotando 12,5 mm:

Adotando 12,5 mm:

$$N_b = \frac{A_s}{A_b} \quad \text{Equação 21}$$

$$N_b = \frac{4,02}{\pi * \frac{1,25^2}{4}} = 3,27 = 4 \text{ barras}$$

v) Cálculo do espaçamento de barras:

$$e = \frac{A}{N_b} \quad \text{Equação 22}$$

$$e = \frac{1,0053}{4} = 0,25 = 25 \text{ cm}$$

### **Dimensionamento da estaca Hélice Contínua Monitorada (edifício multifamiliar):**

O dimensionamento da estaca hélice contínua monitorada considera que a resistência total é obtida pela soma da resistência lateral e da resistência de ponta, sendo que os métodos empíricos consideram que, para estacas escavadas, em função da probabilidade de sujeira na ponta, a resistência de ponta deve ser considerada menor ou igual a 20% da resistência total (RIBEIRO, 2018).

A. característica da estaca: adotando  $\varnothing$  50 cm

i) Estimativa do perímetro da estaca:

$$U = 2 * \pi * r$$

$$U = 2 * \pi * 0,25 = 1,570796\text{m}$$

ii) Estimativa da área da estaca:

$$A = \pi * \frac{d^2}{4}$$

$$A = \pi * \frac{0,50^2}{4} = 0,19635m^2$$

B. Dimensionamento geotécnico pelo método de Décourt-Quaresma:

i) Cálculo da resistência lateral total:

$$RL = \beta * 10 * \left(\frac{NL}{3} + 1\right) * U * L$$

$$RL = 1 * 10 * \left(\frac{8}{3} + 1\right) * 1,57 * 16 = 921,06KN = 92,10Tf$$

ii) Cálculo da resistência de ponta:

$$Rp = \alpha * C * Np * AP$$

$$Rp = 0,30 * 120 * 16 * 0,070686 = 113,09 KN = 11,31 Tf$$

iii) Cálculo da resistência total:

$$RT = RL + RP$$

$$RT = 92,10 + 11,31 = 103,41 Tf$$

iv) Verificação da resistência de ponta:

Adotando-se que a resistência de ponta deve ser  $\leq 20\%$  da resistência total:

$$Rp \leq 0,20 * RT$$

$$Rp \leq 0,20 * 103,41$$

$$Rp \leq 20,68 Tf$$

Portanto, o novo valor da resistência total passa a ser:

$$RT = RL + Rp$$

$$RT = 103,41 + 20,68 = 124,09 Tf.$$

v) Cálculo da resistência admissível:

- Primeira verificação:

$$Ra = \frac{RT}{2}$$

$$Ra = \frac{124,09}{2} = 62,05 \text{ Tf}$$

- Segunda verificação:

$$Ra \leq \frac{RL}{1,3} + \frac{Rp}{4}$$

$$Ra \leq \frac{92,10}{1,3} + \frac{11,31}{4} = 73,67 \text{ Tf}$$

vi) Verificação do número de estacas:

$$Ne = \frac{Nsd}{Ra}$$

$$Ne = \frac{230,88}{62,05} = 3,72 = 4 \text{ estacas}$$

Conclui-se que, geotecnicamente, a resistência admissível é de 62,05 Tf.

### C. Dimensionamento da armadura:

i) Verificação da compressão:

$$\sigma_c = \frac{Ra}{Ae}$$

$$\sigma_c = \frac{62,05}{0,19635} = 316,02 \frac{\text{Tf}}{\text{m}^2} = 3,16 \text{ MPa}$$

Como a tensão de compressão é menor que 5 Mpa, adota-se armadura de arranque.

ii) Cálculo da área de aço:

$$A_s = 0,5\% * A_c$$

$$A_s = 0,005 * 0,19635 = 0,000981 \text{ m}^2 = 9,81 \text{ cm}^2$$

iii) Cálculo do comprimento de armadura:

$$L_s = 5 * \varnothing_e$$

$$L_s = 5 * 50 = 250 \text{ cm} = 2,50 \text{ m}$$

iv) Cálculo do número de barras: Adotando 16 mm:

$$N_b = \frac{A_s}{A_b}$$

$$N_b = \frac{9,81}{\pi * \frac{1,6^2}{4}} = 4,87 = 5 \text{ barras}$$

v) Cálculo do espaçamento de barras:

$$e = \frac{A}{N_b}$$

$$e = \frac{1,570796}{5} = 0,31 = 30 \text{ cm}$$

### 3 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi proposto avaliar o dimensionamento de duas edificações, com características distintas, para um mesmo terreno de fundação. A capacidade de carga do solo foi estimada a partir do método semi-espérico de Décourt-Quaresma (1978), que se fundamenta em informações obtidas no laudo de sondagem SPT.

A escolha das estacas partiu da análise do tipo de solo, pois a especificação dos equipamentos considera os dados do terreno. Por ser tratar de um local com elevada umidade e com baixa capacidade de suporte nas camadas iniciais, definiu-se que ambas as edificações seriam estaqueadas.

Para o sobrado, optou-se pela estaca Strauss, pois, em função do uso da camisa metálica, revestimento necessário em terrenos úmidos, esta opção se mostrou como a mais viável para este tipo de edificação de pequeno porte. Em outra via, para o edifício multifamiliar, com um total de 7 andares, a estaca escolhida foi a Hélice Contínua Monitorada. Esta tem sido cada vez mais utilizada em obras urbanas de edifícios maiores, em função de sua eficiência técnica e, sobretudo, da baixa propagação de vibração para as edificações vizinhas.

As Plantas de Formas apresentadas mostram que o sobrado representa uma considerável menor área em planta distribuída, a saber 73,38 m<sup>2</sup> para cada pavimento. Desta forma, o uso da bate-estaca apresentou-se como opção mais econômica e viável.

Para a realização da análise de custos, foram levantados as quantidades e preços dos materiais necessários para realizar cada um dos tipos de fundações e também o valor cobrado pelas empresas de fundações para executar os serviços de escavação das estacas. Os valores de materiais e serviços foram obtidos através de pesquisas de mercado, junto a empresa Cotral Fundações. Após o levantamento dos quantitativos de serviços, foram feitos os seus custos totais. A estaca Strauss obteve um orçamento com seu custo final de R\$24.732,00, já a estaca hélice contínua monitorada seu custo final foi de R\$49.544,00. Portanto, conclui-se que, em cada projeto de fundação adotado nos dois tipos de edificação, apresentará seus resultados de dimensionamento mais viáveis tecnicamente e economicamente.

Com os resultados obtidos por meio da análise do solo e pelo estudo de caso, pode-se chegar à conclusão final de que no sobrado o tipo de fundação utilizada foi a estaca Strauss apresentando-se tecnicamente viável e financeiramente mais atrativa, teve seu dimensionamento o resultado que, estruturalmente, a estaca suporta 40 Tf. Entretanto, geotecnicamente, a resistência admissível é de 24,04 Tf, utilizando 56,61m<sup>3</sup> de concreto com resistência característica à compressão de 25MPa. Para o edifício multifamiliar, a estaca Hélice Continua Monitorada se apresenta como a melhor opção, pela sua alta capacidade de carga e por ser adequada ao terreno muito úmido, e também a localização por ser no centro urbano, concluindo que, estruturalmente, a estaca suporta 125 Tf. Entretanto, geotecnicamente, a resistência admissível é de 62,05 Tf, utilizando 226,16m<sup>3</sup> de concreto com resistência de 25Mpa. Portanto, observou-se uma diferença de concreto significativa de uma edificação para a outra de 164,21m<sup>3</sup>.

Devido aos diferentes tipos de fundações possíveis de serem utilizadas como elementos estruturais, com as mais diversificadas características, o engenheiro deve considerar edificações vizinhas, os custos, o tipo de solo na qual a obra será executada, bem como, a área disponível no canteiro de obras permitindo a otimização do projeto com a construção. Esses métodos de execução são muito usados nas cidades devido a sua baixa vibração sendo um dos motivos da escolha, pois o local do estudo de caso tem uma ampla densidade de edificações evitando problemas que possam incomodar a vizinhança.

O trabalho permitiu concluir a análise de dois diferentes tipos de edificação, sendo um sobrado e um edifício de sete pavimentos, avaliando as características do subsolo, com a escolha assertiva do tipo de fundação que se encaixa com as condições encontradas, o dimensionamento garantiu o desempenho por parte da fundação, aumentando a relação custo e benefício da estrutura e evitando a ocorrência de patologias.

## 4 REFERÊNCIAS

- APL ENGENHARIA. **Tipos de sondagem de solo: qual a melhor metodologia para sua obra?** Geotecnia, Montes Claros, 2018. Disponível em: <https://blog.apl.eng.br/tipos-de-sondagem-de-solo-qual-a-melhor-metodologia-para-sua-obra/> . Acesso em: 25 de agosto de 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS - **ABNT. NBR 6118: Projeto de estruturas em concreto - Procedimento.** NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS – **ABNT. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** NBR 6120. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS – **ABNT. NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS – **ABNT. NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.** NBR 6484. Rio de Janeiro, 1997
- BERTI, Carolina *et al.* **Avaliação da capacidade de suporte de solos "in situ" em obras viárias através do Cone de Penetração Dinâmica : estudo experimental.** Campinas, 2005.
- BOTELHO, Manoel Henrique Campos; CARVALHO, Luis Fernando Meirelles. **4 edifícios x 5 locais de implantação = 20 soluções de fundações.** São Paulo: Blucher, 2007.
- CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros Rodrigues. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- CORTE, Cristiano *et al.* **Fundações.** Universidade Paulista – UNIP, Araçatuba, 2014.
- CRAIG, Robert F.; KNAPPETT, J. A.. **Mecânica dos solos.** Rio de Janeiro: LTC, 2014.
- DA SILVA, Dieimes Pereira; OLIVEIRA, Jéssica Da Silva. **Análise das manifestações patológicas devido ao recalque diferencial das fundações.** Goianésia, 2018.
- DAIBERT, João Dalton; SANTOS, Palloma Ribeiro Cuba dos. **Análise dos solos.** São Paulo: Erica, 2014.
- DAS, Braja M.. **Princípios de engenharia de fundações.** São Paulo: Cengage Learning, 2016.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1978, Rio de Janeiro.

GUIMARÃES, Diego; PETER, Eduardo Alcides. **Fundações**. Porto Alegre: SER - SAGAH, 2018.

LOPES, Leandro de Lima; MENDES, Luana Ferreira. **Análise de solo por meio de sondagem SPT: estudo de caso de uma residência de dois pavimentos em ambiente urbano**. Três Pontas, 2020.

MILITITSKY, J. CONSOLI, N. C. SHNAID F. **Patologia das Fundações**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

RIBEIRO, Lucas Brandt. **Hélice contínua monitorada: execução, monitoramento e controle**. Porto Alegre, 2018.

SANTOS, Palloma Ribeiro Cuba dos; DAIBERT, João Dalton. **Análise dos solos**. São Paulo: Erica, 2014.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: Critérios de Projeto – Investigação de Subsolo – Fundações Superficiais**. V.1. Nova Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.