

# DETERMINAÇÃO DO TIPO DE FUNDAÇÃO COM BASE NA SONDAGEM SPT

Caio Daniel Siqueira dos Santos<sup>1</sup>, Elvis Paulo Dias<sup>2</sup>, Fabio Raimundo Resende de Oliveira<sup>3</sup>, Mateus Darilho da Silva Paiva<sup>4</sup>, Wylgner Silva Costa<sup>5</sup>.

caiodanss@gmail.com

elvispd@gmail.com

fabio.oliveira2@alunos.unis.edu.br

mateusdarilho@hotmail.com

wyl-srs@hotmail.com

Professora orientadora: Laisa Carvalho<sup>6</sup>

Coordenação de curso de Engenharia Civil

**RESUMO:** Este trabalho de conclusão de curso (TCC) tem como objetivo a determinação do tipo de fundação a ser empregada em uma edificação residencial unifamiliar que será construída em um terreno, com base em um estudo geotécnico realizado no solo através da sondagem a percussão (SPT). Através desse estudo geotécnico realizado foi gerado um relatório técnico (laudo) dos parâmetros do solo. Onde de posse desses parâmetros será determinado o tipo de fundação a ser utilizado levando em conta as condições locais da obra. Com base nos parâmetros do laudo técnico foi determinado o tipo de fundação profunda, sendo que na região o tipo encontrado é a estaca escavada com trado helicoidal e hélice contínua. Como de acordo com o laudo técnico não foi encontrado nível de água no solo, foi determinado como melhor opção técnica à estaca escavada com trado helicoidal. Em seguida foi estimada a capacidade de carga das estacas utilizando as metodologias de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Sendo adotada a metodologia mais econômica. Após, com base nas informações da planta de cargas da edificação, foi realizado o cálculo estrutural da estaca mais carregada. Onde de acordo com a tabela 4 da NBR 6122 (ABNT,2019) à estaca não será armada, pois a tensão na estaca é menor do que a tensão no concreto, portanto será adotado a armadura mínima. Em seguida realizou-se o dimensionamento da fundação como sendo direta. Dessa forma foi possível determinar

---

<sup>1</sup> Graduando em Engenharia Civil, pela UNA.

<sup>2</sup> Graduando em Engenharia Civil, pela UNA.

<sup>3</sup> Graduando em Engenharia Civil, pela UNA.

<sup>4</sup> Graduando em Engenharia Civil, pela UNA.

<sup>5</sup> Graduando em Engenharia Civil, pela UNA.

<sup>6</sup> Professora...

com maior clareza que a fundação direta é inviável. Sendo que sua utilização acarretaria em sobreposição de sapatas e acúmulo de bulbo de tensões ocasionando em recalques diferenciais. Portanto a utilização de fundação profunda é a melhor alternativa para a situação geotécnica apresentada.

**Palavras-Chave:** Tipo de fundação. Estudo geotécnico. Relatório técnico. Estaca escavada.

## 1. INTRODUÇÃO

Fundações são elementos estruturais com a função de transmitir as cargas da estrutura para o solo onde se encontra apoiada. Dessa forma as fundações devem ter resistência suficiente para suportar toda a carga da estrutura. Além disso, o solo deve ter resistência e rigidez suficiente para suportar toda a carga em si aplicada. Evitando assim rupturas e deformações.

Segundo Araújo (2014), o estudo das fundações é uma das etapas de maior complexidade dentro do projeto de um edifício. A escolha do tipo adequado de fundação envolve estudos relativos as características do solo, tais como deformabilidade e resistência. Além disso, essa escolha deve ser compatível com as características da superestrutura.

Para a determinação do tipo de fundação, é necessário conhecer os esforços provenientes da superestrutura, as características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações. Dessa maneira analisa-se a possibilidade de utilizar os vários tipos de Fundação, considerando sua complexidade. A escolha do tipo a ser empregada (direta ou profunda) se deve com base no estudo geotécnico do solo. Esse estudo pode ser realizado através de sondagens, sendo a mais utilizada no Brasil, a sondagem por percussão (ensaio de penetração padrão - SPT).

Segundo Rebello (2010), recomenda-se que para a escolha da fundação direta tenha-se o NSPT igual a 8 em uma profundidade máxima de 3 m, desconsiderando a primeira camada de solo, em caso contrário a fundação a ser adotada é do tipo profunda. Por questões técnicas o dimensionamento será realizado comparando os dois tipos, diretas e profundas.

Tendo em vista a importância desse assunto para o projeto em geral, este trabalho objetiva apresentar o tipo de fundação a ser adotada em um sobrado unifamiliar de dois pavimentos utilizando os parâmetros do laudo de sondagem, bem como os métodos adotados para a determinação da capacidade de carga de estacas e de tensão admissível do solo e as recomendações normativas que visam garantir a segurança da estrutura e seu correto dimensionamento.

## **2. REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1. Fundações**

Segundo Bastos (2019), fundação é a parte de uma estrutura composta por elementos estruturais, geralmente construídos abaixo do nível final do terreno, e que são os responsáveis por transmitir ao solo todas as ações (cargas verticais, forças do vento, etc.) que atuam na edificação.

Fundações são os elementos estruturais da infraestrutura que transmitem os esforços e as ações da superestrutura da edificação para o solo onde se apoia. Podendo ser dos tipos rasa ou direta e profundas ou indiretas.

### **2.2 Tipos de Fundação**

As fundações se classificam em diretas e indiretas, de acordo com a transferência de cargas da estrutura para o solo onde ela se apoia.

#### **2.2.1 Fundações diretas**

Segundo Rebello (2010), fundação direta é aquela em que as cargas da edificação são transmitidas ao solo logo nas primeiras camadas, ou seja, nos primeiros 3 metros de profundidade. Para isso ocorrer, obviamente é necessário que o solo, logo nessas primeiras camadas, tenha resistência suficiente para suportar essas cargas. Dessa maneira pode-se dizer que temos fundação direta quando o número de golpes do SPT for maior ou igual a 8 onde a profundidade máxima não ultrapasse 2 m.

Lembrando que devemos desconsiderar a primeira camada do solo, pois essa pode conter impurezas por estar muito próxima a superfície.

##### **2.2.1.1 Blocos e Alicerce**

Segundo Brito (1987) blocos e Alicerce são tipos de Fundação que são utilizados quando há atuação de pequenas cargas, como por exemplo um sobrado. Os blocos são elementos estruturais de grande rigidez, ligados por vigas denominadas “baldrames”, que suportam predominantemente esforços de compressão simples provenientes das cargas dos pilares. Os

eventuais esforços de tração são absorvidos pelo próprio material do bloco. Podem ser de concreto simples (não armado), alvenarias de tijolos comuns ou mesmo de pedras de mão (argamassa ou não). Geralmente usa-se blocos quando a profundidade da camada resistente do solo está entre 0.5 e 1.0 m de profundidade.

### **2.2.1.2 Sapatas**

As sapatas podem ser classificadas por tipos, tais como: corrida, isolada, associada e alavancada.

#### **- Sapata Corrida:**

Segundo Rebello (2010) sapata corrida é uma placa de concreto armado em que uma de suas dimensões, o comprimento, prevalece em relação a outra, a largura.

Sua função é distribuir as cargas distribuídas lineares oriundas de paredes ou sistema com cargas distribuídas linearmente para o solo.

#### **- Sapata Isolada:**

Segundo Brito (1987) são aquelas que transmitem para o solo, através de sua base, a carga de uma coluna (pilar) ou um conjunto de colunas.

Utiliza-se esse sistema construtivo quando temos cargas concentradas provenientes da superestrutura.

#### **- Sapata Associada:**

Esse sistema construtivo é empregado quando temos dois ou mais pilares muito próximos de forma que as sapatas se sobreponham.

Segundo Rebello (2010) para que a distribuição das tensões no solo seja uniforme, é necessário que o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de gravidade das cargas dos pilares.

#### **- Sapata Alavancada ou Sapata de Divisa:**

Segundo Brito (1987) no caso de sapatas de pilares de divisa ou próximos a obstáculos onde não sejam possíveis fazer com que o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de carga do pilar, cria-se uma viga alavanca ligada entre duas sapatas, de modo que um pilar absorva o momento resultante da excentricidade da posição do outro pilar.

Existem situações específicas onde ao dimensionar uma Fundação, nos deparamos com a área limite do terreno a ser edificado. Isso ocorre muito ao dimensionar edifícios, onde se deseja aproveitar o máximo do terreno. De certa maneira a Fundação acaba se estendendo a divisa do terreno, sendo necessário o uso de sapatas alavancadas.

### **2.2.1.3 Radier:**

Segundo Brito (1987) é uma placa única de concreto armado que se estende por toda área da Fundação. Sobre ela se apoiam os pilares ou parede estruturais, cuja as cargas são transmitidas ao solo ao longo de toda a área desse radier. Trata-se de uma Fundação direta onde pode ser visto como uma grande sapata. Podendo ser empregado tanto em solo resistente como em solos frágeis. O fato do radier ser uma peça inteiriça pode lhe conferir alta rigidez, o que muitas vezes evita grandes recalques diferenciais.

Do ponto de vista comportamental estrutural, o radier pode ser visto como a estrutura de um piso invertido, onde a carga é a reação do solo, e os apoios são os pilares. Esse sistema construtivo é muito utilizado em habitações populares e em estruturas de alvenaria estrutural.

## **2.2.2 Fundações Indiretas ou Profundas**

As fundações profundas ou indiretas são empregadas em casos onde a fundação direta não é recomendada, ou seja, quando temos na camada de solo o número de golpes de sondagem (SPT) maior ou igual a 8 em uma profundidade superior a 2 metros. Podem ser classificadas em fundações moldadas *in loco* ou pré-moldadas.

### **2.2.2.1 Fundações Profundas Moldadas *in loco***

- Brocas

Segundo Rebello (2010) é uma Fundação Profunda executada manualmente por intermédio de um trado rotativo, que também recebe o nome de broca.

Ao girar a broca manualmente suas lâminas cortam o solo penetrando-o e enchendo sua cavidade. Ao encher totalmente sua cavidade a broca é retirada, esvaziada e posicionada novamente. Assim é feito esse procedimento até que atinja uma profundidade com resistência suficiente, medida empiricamente. Recomenda-se que seja colocado no fundo da perfuração uma camada de concreto de pelo menos 20 cm de argamassa de cimento e areia pra reduzir assim a deficiência da ponta.

#### - Estaca Strauss

Segundo Rebello (2010) pela maneira como é executada, a estaca Strauss apresenta qualidade muito superior à das brocas manuais, resultando em elementos com maior capacidade de carga.

Nesse tipo de fundação a estaca é executada mecanicamente onde a escavação do furo é feita com um o Balde Strauss, sendo este um cilindro de aço onde, em uma das pontas, encontra-se uma abertura rotatória. O Balde é ligado por cabos a um motor, onde ele é solto de um tripé de em torno de 4m de altura. Utilizando seu próprio peso ele é cravado no solo. Depois de furar seu primeiro metro, coloca-se no furo um tubo de aço de 2 a 3 m de comprimento, que vai descendo conforme a escavação se aprofunda. Conforme vai aprofundando a escavação coloca-se outro tubo de aço onde este é emendado por meio de rosca onde este também tem a função de controlar a verticalidade do furo e de protegê-lo para que não haja desbarrancamentos. Durante todo o processo de perfuração o tubo é limpo de lama ou de excesso de água. Ao atingir a profundidade necessária, prossegue-se com a concretagem do furo.

#### - Estacas escavadas com trado helicoidal

Esse tipo de estaca é executado com o auxílio de uma haste helicoidal em formato espiral acoplada a um chassi metálico sobre rodas. Facilitando a movimentação pelo terreno. Ao ligado o motor dessa máquina, suas engrenagens entram em movimento transferindo-os para a haste, fazendo com que esta venha a girar, assim cumprindo sua função. Se o equipamento apresenta esse tipo de haste em toda sua extensão, o furo pode ser feito continuamente até sua cota prevista.

#### - Estaca Hélice Contínua

Segundo Rebello (2010) o uso desse tipo de estaca no Brasil, é recente. Foi utilizada pela primeira vez em 1987 e, desde então, a sua aplicação vem apresentando grande crescimento. A Estaca Hélice contínua é executada pela rotação de um tubo metálico em torno do qual é fixada uma chapa em forma de hélice. A extremidade do tubo central apresenta dentes que facilitam a escavação. Ao se alcançar a cota de apoio da estaca, inicia-se a concretagem simultaneamente à retirada da hélice. A hélice pode ser retirada sem rotação ou com lenta rotação no sentido da perfuração. A concretagem é feita através do tubo central.

À medida que vai sendo retirada do solo o concreto é injetado através do tubo central da estaca evitando assim o desmoronamento do furo. Após a concretagem da estaca a armadura

é colocada mergulhando na massa de concreto com auxílio dos funcionários da obra, visto que esta é posicionada por gravidade.

#### - Estacas Tipo Franki

Segundo Alonso (1979) em situações especiais, sobretudo em zonas urbanas, pode-se atravessar camadas resistentes em que as vibrações poderiam causar problemas com construções vizinhas, por meio de perfuração prévia ou cravando-se numa primeira etapa o tubo com a ponta aberta e desagregando-se o material com a utilização de uma ferramenta apropriada e água.

Este tipo de estaca é executado por um equipamento denominado bate-estaca. Ele é composto por uma torre metálica de onde é solto um peso, chamado pilão, que tem a função de cravar a estaca no solo. Na estaca Franki, utiliza-se o bate-estaca para a cravação de um tubo metálico onde na sua ponta é colocado um volume de concreto bastante seco que gera grande atrito com a parede do tubo denominado bucha

Sua concretagem é feita em camadas de 50 cm, que são apiloadas, ao mesmo tempo em que o tubo de aço é sacado. O concreto dentro do tubo deve estar sempre posicionado acima de sua ponta inferior sendo que o término da concretagem se dá 30cm acima da cota de arrasamento.

#### - Estacas Injetadas

Segundo Rebello (2010) as estacas injetadas foram originalmente utilizadas na Itália como elementos de melhoramento do solo, uma espécie de reforço do solo de Fundação. Posteriormente, quando a sua utilização se tornou de domínio público, passou a ser usada para outros fins, como reforço de fundações e elementos de Fundação propriamente dito.

As estacas injetadas podem ser classificadas em dois tipos: estaca raiz e micro-estaca.

#### -Estaca Raiz

Nesse tipo de estaca é utilizado um tubo rotativo que tem em sua base uma sapata de perfuração possuindo diâmetro um pouco maior que o tubo. Na perfuração utiliza-se água injetada dentro do tubo para o auxílio. A água é retirada pelo espaço formado entre a face do tubo e o terreno. Conforme vai se aprofundando os tubos são emendados logo após concretagem os tubos são recuperados. Este tipo de estaca pode perfurar maciços rochosos um equipamento chamado “tricone” composto de pastilhas de vidia ou diamante. ao atingir a cota de projeto,

executa-se à colocação da armadura. A armadura poderá ser emendada dependendo de seu comprimento. Em casos de estacas comprimidas, a emenda deve ser feita por transpasse, e em tracionadas por luva ou solda. Depois de colocado a armadura, inicia-se a concretagem do furo, que é realizado através de um tubo de injeção com 1 1/2” a 1 1/4” de diâmetro, de aço ou de PVC. A concretagem é feita de baixo para cima. O traço da argamassagem é de 1:2, com relação água/cimento de 0,5 a 0,6. Coloca-se argamassa até que a mesma extravase pelo tubo de revestimento.

#### -Micro-Estaca

Seu processo de execução do furo é o mesmo do realizado na estaca raiz. A diferença é que se introduz um outro tubo dentro do tubo de revestimento chamado manchete podendo ser de aço ou de PVC. Se for de aço o tubo pode fazer parte da armadura da estaca, se for de PVC deverá colocar uma armação em volta do tubo manchete.

Esse tubo manchete possui rasgos em sua lateral, com aproximadamente 1m de distância entre si, onde são vedados temporariamente por fitas de borracha. Após a instalação procede-se a execução da bainha, que resulta do preenchimento, com nata de cimento, do espaço entre o tubo manchete e o tubo de revestimento. Sendo lançado através do tubo manchete, de baixo para cima. O tubo de revestimento é retirado a medida em que é realizada a execução da bainha. Em seguida o tubo manchete é lavado e executado a injeção de argamassa sob forte pressão, para que as janelas sejam abertas no tubo manchete e na bainha. Esse processo é realizado com a ajuda de um tubo de injeção interligado a um misturador e a uma bomba de injeção que aplica pressões de até 30 kgf/cm<sup>2</sup>.

Segundo Rebello (2010) a injeção é iniciada após a bainha ter concluído a pega e iniciado o processo de cura, o que pode levar doze horas. Não se deve passar muito desse tempo, pois o endurecimento da bainha pode ser de tal ordem que se torne inviável rompê-la para a abertura das janelas.

### **2.3 Capacidade de carga de uma estaca**

De acordo com Aoki e Cintra<sup>7</sup>, a resistência trata-se do valor corresponde a força máxima resistente que o sistema pode oferecer. A capacidade de carga deve ser obtida pelo menor dos dois valores:

---

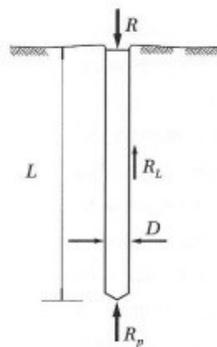
<sup>7</sup> AOKI; CINTRA, 2010.

- Resistência estrutural da estaca;
- Resistência do solo que dá suporte;

A capacidade de carga está relacionada com o quanto uma estaca suporta de carga com base em seu atrito lateral e capacidade de ponta, para que o sistema não venha a entrar em colapso.

De acordo com a figura 3.9 e a dedução da equação de capacidade de carga temos:

Figura 01: Reações nas estacas



Fonte: Aoki e Cintra, 2010.

Onde,  $R$  representa a resistência total;

$R_L$  representa a resistência lateral;

$R_p$  representa a resistência de ponta da estaca.

As parcelas de resistência lateral e de ponta  $R_L$  e  $R_p$  são dadas por:

$$R_L = U \sum r_L \Delta_L \qquad R_p = (r_p \Delta_p)$$

Para o cálculo da resistência do solo pode-se utilizar métodos semi-empíricos como o do Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) item 7.3.3, métodos semi-empíricos são métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

São métodos desenvolvidos com base em ensaios realizados em diversas regiões do país. Sendo assim necessário considerar as limitações das regiões.

## **2.4 Sondagem SPT (Standard Penetration Test)**

Segundo a NBR 6484:2001 SPT (Standard Penetration Test) é abreviatura do nome do ensaio que determina o índice de resistência a penetração do solo.

Esse método é utilizado para a determinação do índice de resistência a penetração (N), sendo que sua determinação se dá pelo número de golpes aplicados para a cravação de 30 cm do amostrador, logo em seguida a cravação inicial de 15 cm.

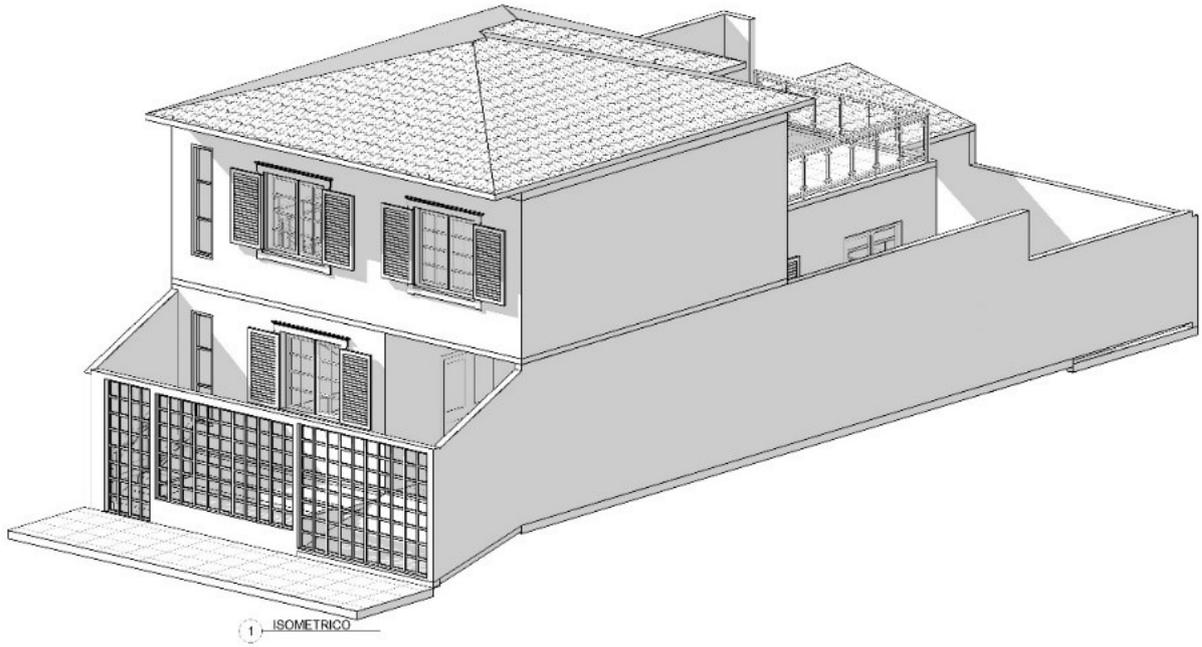
Em resumo conta-se o número de golpes para cada 15 cm de perfuração, do total de 45 cm. A soma nos últimos 30 cm dos 45 cm será o índice de resistência a penetração. A sondagem progride até que se atinja a nega, ou a profundidade pretendida.

## **3. METODOLOGIA**

Trata-se de um estudo de caso de uma edificação residencial unifamiliar conforme figura 01, sendo um sobrado contendo dois pavimentos situado na cidade de Espírito Santo do Dourado que será construído em um terreno de 160 m<sup>2</sup>. Foi realizado o ensaio geotécnico do solo através da sondagem por percussão (SPT) conforme figura 02. Através desse laudo de sondagem será determinado qual tipo de fundação será mais adequada para o tipo de solo apresentado levando em consideração as condições locais. Analisando o laudo técnico de sondagem e as condições locais, foi determinado que o tipo de fundação mais indicado é a Fundação Profunda. Visto que na região os meios mais utilizados para a execução desse tipo de fundação são as estacas escavadas com trado helicoidal e estacas hélice continua em caso de solo com nível de água detectado, será adotado estacas escavadas com trado helicoidal. Como mostra o laudo de sondagem figura 02 não foi detectado nível de água no terreno.

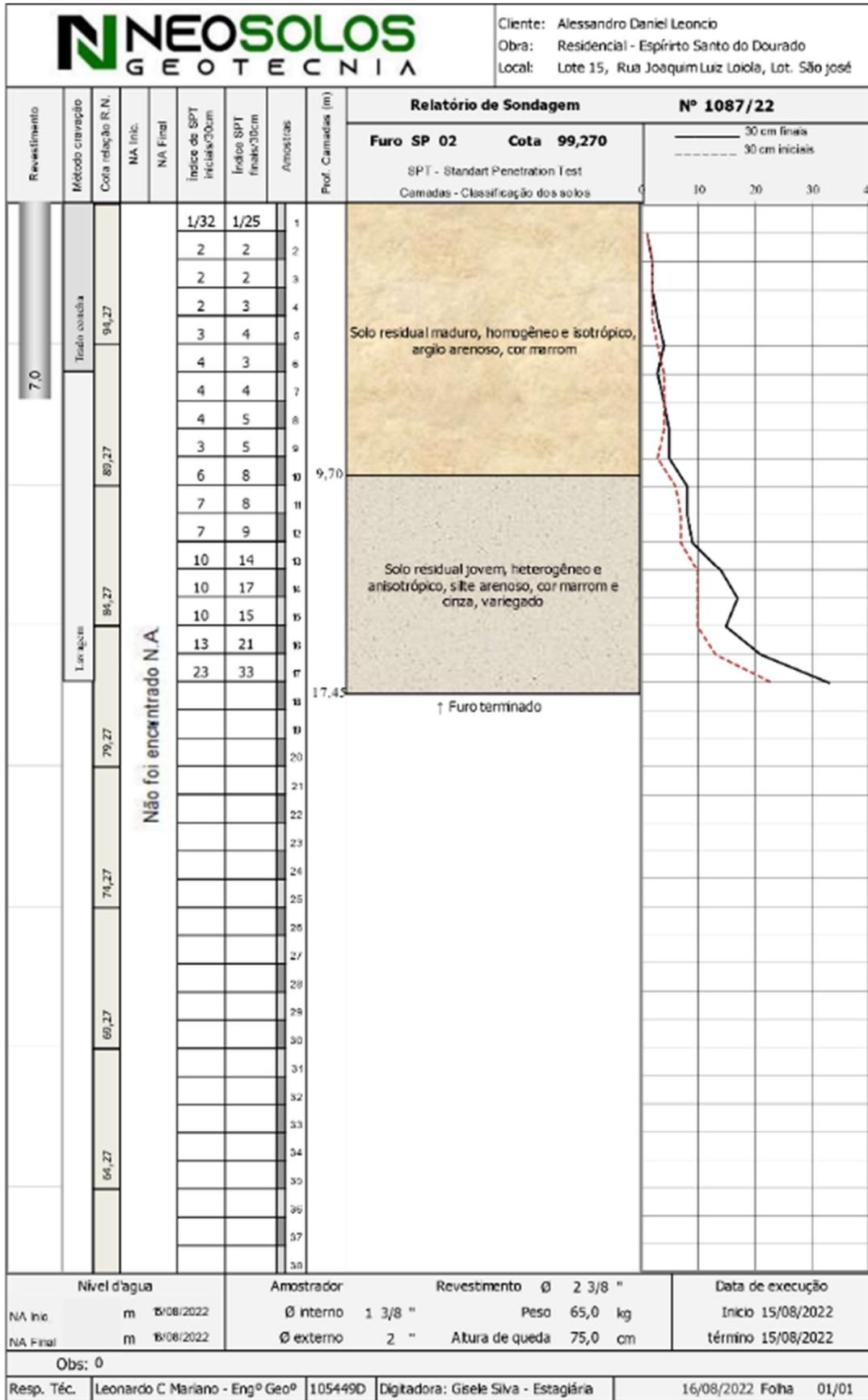
Com a determinação do tipo de estaca a ser adotado será estimada a capacidade de carga das estacas com base em dois métodos mais utilizados no Brasil, o método de Aoki-Velloso e o método de Decourt-Quaresma. Sendo que será adotado o que for mais econômico, visto que os dois métodos são comprovadamente confiáveis. Em seguida utilizando a planta de cargas figura 03 será realizado o dimensionamento estrutural das estacas. Após o dimensionamento estrutural das estacas será realizado o cálculo da fundação como sendo direta utilizando sapata de carga centrada, dessa forma realizando uma comparação entre os dois tipos onde será adotado a que for mais viável tecnicamente.

Figura 01 – Vista isométrica



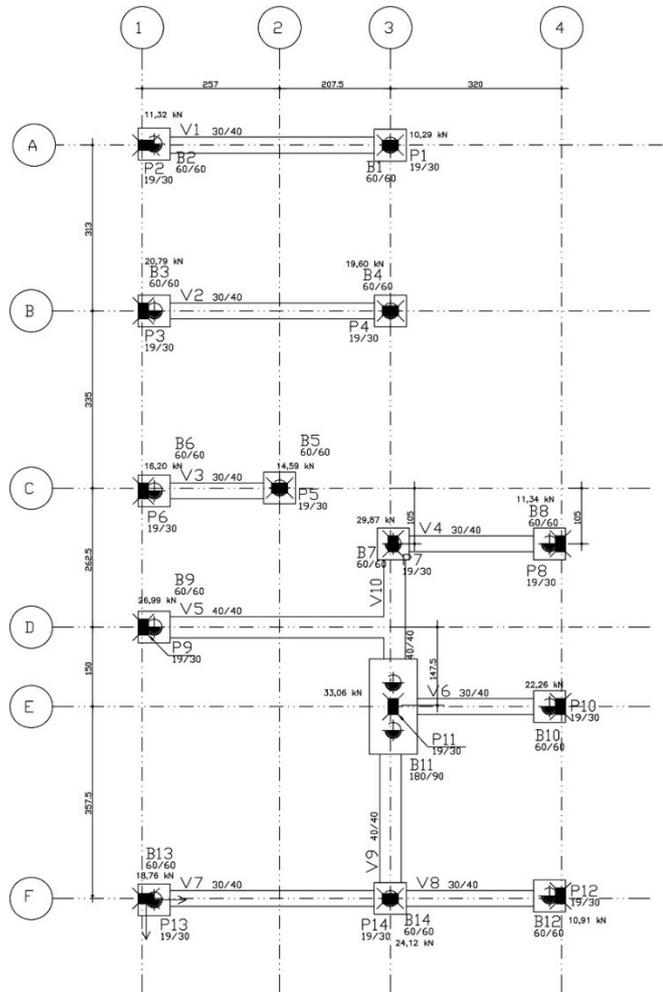
Fonte: Projeto arquitetônico em anexo

Figura 02 – Parâmetros de sondagem



Fonte: ED Engenharia (2022).

Figura 03 – Planta de cargas



Fonte: ED Engenharia, (2022).

### 3.1. Determinação da carga admissível em uma estaca

#### 3.1.2 Método Decourt-Quaresma

As parcelas de resistência de adesão ou de atrito lateral ( $r_l$ ) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao logo do fuste ( $N_L$ ), de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo.<sup>8</sup>

Trata-se de um método Semi-empírico utilizado para estimar a capacidade de carga em estacas. De posse dos dados da sondagem SPT, determina-se a resistência lateral da estaca com base no valor médio do índice de resistência a penetração ao longo do fuste ( $r_l$ ).

<sup>8</sup> CINTRA E AOKI, 2010.

Tabela 1: Resistência lateral

$$r_l = 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right)$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

A capacidade de carga junto à ponta da estaca ( $r_p$ ) é estimada pela equação:

Tabela 2: Resistência de ponta

$$r_p = CN_p$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Em que:

$N_p$  – Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior (DECOURT-QUARESMA, 1978).

C – Coeficiente característico do solo conforme indicado na tabela 1, sendo ajustado por meio de provas de carga em estacas de concreto pré moldado.

Tabela 3: Coeficiente característico do solo C.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Decourt introduz os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  nas parcelas de resistência da base e lateral resultando na capacidade de carga total em uma estaca conforme equação abaixo:

Tabela 4: Carga admissível.

$$R = \alpha CN_p A_p + \beta 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) UL$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são apresentados nas tabelas 2.2 e 2.3.

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

Tipos de solo	Tipos de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada (beto nímia)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob Altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Fonte: Aoki e Cintra (2010).

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

Tipos de solo	Tipos de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada (beto nímia)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob Altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

### 3.1.3. Método de Aoki-Velloso

Nesse método a capacidade de carga se dá por:

Tabela 7: Resistência da estaca

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + (r_p \Delta_p)$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Onde  $r_L$  e  $r_p$  são incógnitas geotécnicas. Essas incógnitas são correlacionadas inicialmente com ensaios de penetração estática CPT, pelos valores da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ), e do atrito lateral unitário ( $f_c$ ):

Tabela 8: Equação de resistência de ponta e lateral

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad r_L = \frac{f_c}{F_2}$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

$F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção de escala (tabela 3.3), pois levam em conta seus efeitos de escala, a diferença entre o comportamento do cone e de uma estaca, e também do método de execução de cada tipo (AOKI e VELLOSO, 2010). Sendo no Brasil o mais usual é o método

SPT. Onde o valor de resistência de ponta pode ser substituído por uma relação com o índice de resistência a penetração ( $N_{spt}$ ):

Tabela 9: Relação entre  $N_{spt}$

$$q_c = kN_{spt}$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Tabela 10: Fatores de correção F1 e F2 atualizados

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+D/0,80	2F1
Escavada	3,0	2F1
Raiz, hélice contínua e ômega	2,0	2F1

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Tabela 11: Coeficiente K e razão de atrito

Solo	K(MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,33	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa		3,0

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Sendo  $k$  um coeficiente que depende do tipo do solo. Dessa forma permite-se obter o atrito lateral em função de  $N_{spt}$ , utilizando a razão de atrito ( $\alpha$ ).

Tabela 12: Razão de atrito

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c}$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Por tanto podemos reformular as expressões anteriores para:

Tabela 13: Equações de resistência de ponta e lateral

$$r_p = \frac{k N_p}{F_1} \quad r_L = \frac{\alpha k N_L}{F_2}$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Em que  $N_p$  e  $N_L$  são respectivamente o índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência a penetração média na camada.

Pelo método pode-se estimar a capacidade de carga pela equação semiempírica:

Tabela 14: Equação da tensão admissível

$$R = r_p \frac{k N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum (\alpha k N_L \Delta_L)$$

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

### 3.2. Dimensionamento da armadura de Estacas submetidas a compressão

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), as estacas ou tubulões quando solicitados à carga de compressão e tensões aos valores da tabela 4 do item 8.6.3 desta norma, podem ser executadas em concreto não armado, exceto quanto à armadura de ligações com bloco. Os elementos com solicitações que resultem em tensões superiores às indicadas na tabela 4 devem ser armados, e seu dimensionamento é prescrito pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

O cálculo estrutural de uma estaca sujeita a compressão com tensão média superior a apresentada na tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2019). Onde for constatada que a ruptura não ocorrerá por flambagem, o cálculo deverá ser feito de acordo tabela 15.

Se a tensão na cabeça da estaca for superior a 5 Mpa dimensiona sua armadura, caso contrário à estaca não é armada. Por questão de segurança adota-se armadura mínima.

Tabela 15: Equações de dimensionamento e verificação de estacas

Tensão na estaca	Tensão limitante	Altura equivalente	Armadura mínima	Cálculo da armadura
$\sigma_{est} = \frac{N_d}{A_{est}}$	$\sigma_{lim} = \frac{N_d - P_l}{A_{est}}$	$L_{as} = \frac{P_l * l_{est}}{R_l}$	$AS_{min} = 0,4\% \cdot A_{est}$	$A'_s = \frac{N_d \cdot \left(1 + \frac{6}{\phi_{est}}\right) - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{est}}{f_{yd}}$
$N_d$ = Carga axial $A_{est}$ = área da estaca $\sigma_{est}$ = tensão na estaca	$\sigma_{lim}$ = tensão limite $P_l$ = carga acima $\sigma_{lim}$	$L_{as}$ = comprimento de armadura $R_l$ = resistência lateral $l_{est}$ = comprimento da estaca	$AS_{min}$ = área de aço mínima normativa	$A'_s$ = área de aço calculada $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_c$ Fck = resistência do concreto Fyk = resistência do aço

Fonte: Alonso (2010).

#### -Determinação da armadura transversal

O esforço cortante está condicionado à existência de cargas horizontais na cabeça da estaca. Se a estaca possui carga horizontal também possuirá momento horizontal. Se a estaca não possui carga horizontal a armadura transversal é a mínima. Em nosso caso essa será a condição a ser adotada.

$$\phi_{min} = \left( \frac{5mm}{\frac{\phi_{long}}{4}} \right) \quad \text{Espaçamento} \leq \left( \frac{30cm}{\frac{12\phi t^2}{190\phi t^2}} \right)$$

### 3.3. Sapatas isoladas com carga centrada

#### 3.3.1 Dimensões da sapata

Dimensões da sapata em planta considerando o fator majorador de carga K=1,05.

Tabela 16: Equação da área da sapata

$$S_{sap} = \frac{1,05 N_k}{\sigma_{adm}}$$

Fonte: Bastos (2010)

Onde 1,05 é referente ao peso próprio da sapata recomendado pela norma com no mínimo 5% da carga vertical.

A área da base da sapata pode ser definida por:

Tabela 17: Equação da área da sapata

$$S_{sap} = A \cdot B$$

Fonte: Bastos (2010)

Por tanto:

Tabela 18: Equações para cálculo de A

$A = \frac{S_{sap}}{B}$	$A - B = ap - bp$
-------------------------	-------------------

Fonte: Bastos (2010)

Sendo:

A = maior dimensão da sapata

B = menor dimensão da sapata

ap = maior dimensão do pilar

bp = menor dimensão do pilar

Através de combinações chegamos em B:

Tabela 19: Equação para cálculo de B

$B = \frac{1}{2}(b_p - a_p)^2 + \sqrt{\frac{1}{4}(b_p - a_p)^2 + S_{sap}}$
--

Fonte: Bastos (2010)

Altura considerando-a com rígida:

Tabela 20: Equação para verificação da rigidez

$h \geq \frac{A - a_p}{3}$
----------------------------

Fonte: Bastos (2010)

Para que seja necessário a ancoragem da armadura do pilar dentro da seção da sapata, é necessário que a altura  $d$  seja superior ao comprimento de ancoragem ( $l_b$ ) da armadura do pilar.

Tabela 21: Equação para altura útil

$d = h - (c + 1) > l_b$
-------------------------

Fonte: Bastos (2010)

A altura das faces laterais da sapata deve ser a maior entre as duas condições abaixo:

Tabela 22: Verificação da altura da face

$h_0 \geq \left(\frac{h}{3}\right)$	$h_0 \geq (15) \text{ cm}$
-------------------------------------	----------------------------

Fonte: Bastos (2010)

O ângulo da superfície inclinada é:

Tabela 23: Cálculo da do ângulo

$$tg\alpha = \frac{h - h_0}{c}$$

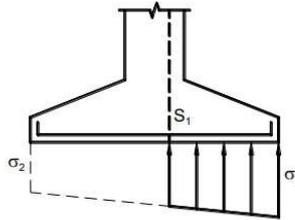
Fonte: Bastos (2010)

Sendo o ângulo máximo recomendado de 30° por questões construtivas.

Para o dimensionamento da armadura de flexão será adotado o método do CEB-70, os momentos fletores são calculados, para cada direção, em relação a uma seção de referência (S1A ou S1B) plana, perpendicular à superfície de apoio, ao longo da sapata e situada internamente ao pilar, distante da face do pilar de 0,15ap, onde ap é a dimensão do pilar normal à seção de referência.<sup>9</sup>

O cálculo da armadura de flexão é feito como em vigas submetidas a flexão simples, levando em consideração as características geométricas da seção S1 conforme indicado na imagem abaixo.

Figura 04: Seção S1 para com sideração do calculo do momento



Fonte: Bastos (2019).

Os balanços  $C_A$  e  $C_B$  são calculados conforme as equações:

Tabela 24: Equação para os balanços

$$C_A = \frac{A - a_p}{2} \quad C_B = \frac{B - b_p}{2}$$

Fonte: Bastos (2019).

A pressão exercida sobre é:

Tabela 25: Equação da pressão admissível

$$p = \frac{N_k}{A \cdot B}$$

Fonte: Bastos (2019).

<sup>9</sup> BASTOS, 2019.

Não é necessário considerar o peso próprio e o peso do solo acima da sapata visto que estes não exercem esforços de flexão.

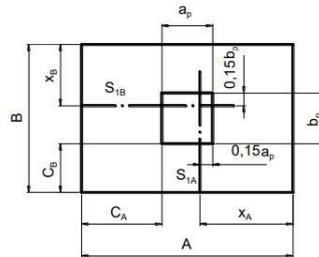
As distâncias  $x_A$  e  $x_B$  são:

Tabela 26: Equação dos balanços

$X_A = c_A + 0,15a_p$	$X_B = c_B + 0,15b_p$
-----------------------	-----------------------

Fonte: Bastos (2019).

Figura 05: Cálculo dos balanços



Fonte: Bastos (2019)

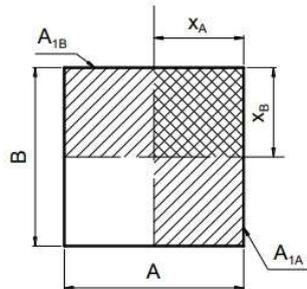
As áreas da base da sapata, a serem consideradas no cálculo dos momentos fletores são:

Tabela 27: Equação das áreas de influência

$A_{1A} = x_A B$	$A_{1B} = x_B A$
------------------	------------------

Fonte: Bastos (2019).

Figura 06: Área de influência



Fonte: Bastos (2019)

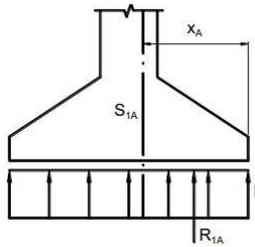
Diante da pressão exercida no solo, pode-se determinar a força resultante:

Tabela 28: Equação das reações

$R_{1A} = p \cdot A_{1A} = p \cdot x_A \cdot B$	$R_{1B} = p \cdot A_{1B} = p \cdot x_B \cdot A$
---	---

Fonte: Bastos (2019).

Figura 07: Reações na sapata



Fonte: Bastos (2019)

Os momentos fletores são:

Tabela 29: Equação dos momentos

$M_{1A} = R_{1A} \frac{x_A}{2}$	$M_{1B} = R_{1B} \frac{x_B}{2}$
---------------------------------	---------------------------------

Fonte: Bastos (2019).

Portanto:

Tabela 30: Equação dos momentos

$M_{1A} = p \frac{x_A^2}{2} B$	$M_{1B} = p \frac{x_B^2}{2} A$
--------------------------------	--------------------------------

Fonte: Bastos (2019).

Nas sapatas em questão a seção comprimida do concreto é do tipo trapezoidal, sendo que o cálculo das armaduras deve levar isso em consideração. Como uma alternativa simplificada considera-se o cálculo como uma seção retangular com braço e alavanca  $z=0,85d$ , cujo esse erro não ultrapassa 10% (BASTOS, 2019). Sendo assim a área de armadura é calculada e as verificações quanto a diagonal comprimida são verificadas conforme tabela abaixo:

Tabela 31: Equações da armadura e tensões

Área de armadura	Tensão atuante	Tensão resistente	Condições
$A_s = \frac{Md}{0,85d \cdot f_{yd}}$	$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_0 d}$	$\tau_{Rd,2} = 0,27 \alpha_v f_{cd}$	$\tau_{sd} < \tau_{Rd,2}$ $F_{sd} = N_{sd} = \gamma_f N$

Fonte: Bastos (2019)

## 4. RESULTADO E DISCUSSÕES

### 4.1 Escolha do tipo de fundação

Com base no laudo de sondagem apresentado na figura 32, chega-se à conclusão de que o tipo de fundação a ser utilizada é a fundação profunda. Visto que até 3 m de profundidade temos um SPT = 2, caracterizando o solo como muito mole. Não sendo viável a utilização de fundação direta. Diante disso iremos utilizar fundação profunda por estacas escavadas mecanicamente por trado helicoidal.

Tabela 32: laudo de sondagem

Profundidade	Índice SPT	Classificação do solo
1	1/25	solo residual maduro, argila arenoso
2	2,00	
3	2,00	
4	3,00	
5	4,00	
6	3,00	
7	4,00	
8	5,00	
9	5,00	
10	8,00	
11	8,00	solo residual jovem, heterogêneo, silte arenoso
12	9,00	
13	14,00	
14	17,00	
15	15,00	
16	21,00	
17	33,00	

## 4.2 Determinação da capacidade de carga geotécnica

Para o cálculo da capacidade de carga geotécnica será utilizado os métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma. Onde será dado preferência para o que for mais econômico mantendo a segurança.

Dados:

Estaca: escavada com trado helicoidal Diâmetro: 30 cm

-Método Aoki-Velloso

$$R = r_p \frac{k N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum (\alpha K N_L \Delta_L)$$

Dados:

F1 = estaca escavada pequeno diâmetro = 3,0

F2 = estaca escavada pequeno diâmetro = 6,0

k = argila arenosa = 350 kN/m<sup>2</sup> α = 2,4%

k = silte arenoso = 550 kN/m<sup>2</sup> α = 2,2%

A<sub>p</sub> = Área da ponta da estaca = π.r<sup>2</sup> = π.0,15<sup>2</sup> = 0,0706 m<sup>2</sup>

A<sub>l</sub> = Circunferência da estaca = 2.π.r = 2.π.0,15 = 0,942 m

$$R_p = \frac{k N_{spt}}{F_1} * A_p$$

$$R_l = \sum \frac{\alpha k N}{F_2} . A_l$$

Será utilizado tabelas de o Excel par facilitar no cálculo da capacidade de carga das estacas.

Tabela 33: Método Aoki-Velloso

PROF.	NSPT	F1	F2	K	α	PERÍM	Ap	Qp(kN)	Ql(Kn)	Ql(ac.)	Qr (kN)	Qadm (kN)
1	1	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	8,25	1,32	1,32	9,57	4,78
2	2	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	16,49	2,64	3,96	20,45	10,23
3	2	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	16,49	2,64	6,60	23,09	11,55
4	2	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	16,49	2,64	9,24	25,73	12,86
5	3	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	24,74	3,96	13,19	37,93	18,97

6	4	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	32,99	5,28	18,47	51,46	25,73
7	4	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	32,99	5,28	23,75	56,74	28,37
8	5	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	41,23	6,60	30,35	71,58	35,79
9	4	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	32,99	5,28	35,63	68,61	34,31
10	5	3	6,0	350	0,024	0,94	0,07	41,23	6,60	42,22	83,46	41,73
11	8	3	6,0	550	0,022	0,94	0,07	103,67	15,21	57,43	161,10	80,55
12	15	3	6,0	550	0,022	0,94	0,07	194,39	28,51	85,94	280,32	140,16
13	26	3	6,0	550	0,022	0,94	0,07	336,94	49,42	135,36	472,29	236,15
14	39	3	6,0	550	0,022	0,94	0,07	505,40	74,13	209,48	714,89	357,44
15	40	3	6,0	550	0,022	0,94	0,07	518,36	76,03	285,51	803,87	401,94
16	45	3	6,0	550	0,022	0,94	0,07	583,16	85,53	371,04	954,20	477,10
17	30	3	6,0	550	0,022	0,94	0,07	388,77	57,02	428,06	816,83	408,41

Fonte: Autor do trabalho

#### -Método Decourt-Quaresma

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

Dados:

Estaca: escavada com trado helicoidal

Diâmetro: 30 cm

$$\alpha = 0,85 \quad \beta = 0,65 \quad k = 120 \text{ kN/m}^2$$

Tabela: 34: Método Decourt-Quaresma

Profundidade	Nspt	K (kN/m <sup>2</sup> )	Np	NI	$\alpha$	$\beta$	Rp(kN)	RL (kN)	R(kN)	Rp/4+RI/1.3
0	-	-			-	-	-	-	-	-
1	1	120	1,50	0,00	0,85	0,65	10,81	6,13	16,94	7,42
2	2	120	1,67	0,00	0,85	0,65	12,02	12,25	24,27	12,43
3	2	120	2,00	1,50	0,85	0,65	14,42	27,57	41,99	24,81
4	2	120	2,33	1,67	0,85	0,65	16,82	38,12	54,94	33,53
5	3	120	3,00	1,75	0,85	0,65	21,63	48,50	70,13	42,71

6	4	120	3,67	2,00	0,85	0,65	26,44	61,26	87,70	53,73
7	4	120	4,33	2,33	0,85	0,65	31,24	76,24	107,48	66,45
8	5	120	4,33	2,57	0,85	0,65	31,24	91,02	122,26	77,82
9	4	120	4,67	2,88	0,85	0,65	33,65	107,97	141,62	91,47
10	5	120	5,67	3,00	0,85	0,65	40,86	122,52	163,38	104,46
11	8	120	9,33	3,20	0,85	0,65	67,29	139,27	206,56	123,95
12	15	250	16,33	3,64	0,85	0,65	245,34	162,62	407,96	186,43
13	26	250	26,67	4,58	0,85	0,65	400,55	201,31	601,86	254,99
14	39	250	35,00	6,23	0,85	0,65	525,73	263,89	789,62	334,43
15	40	250	41,33	8,57	0,85	0,65	620,86	354,44	975,30	427,86
16	45	250	38,33	10,67	0,85	0,65	575,80	446,53	1022,32	487,43
17	30	250	25,00	12,81	0,85	0,65	375,52	548,92	924,44	516,13

Fonte: Autor do trabalho

De acordo com os métodos semiempíricos aplicados para a estimativa da capacidade de carga das estacas com base na sondagem SPT, ficaram determinados os valores estipulados nas tabelas 33 e 34 que serão utilizados de acordo com as cargas axiais (verticais) oriundas da super estrutura.

Determinação da profundidade apresentado na tabela 35 para o método Decourt-Quaresma:

Tabela 35: Resultado Decourt-Quaresma

BLOCOS	Nk (tf)	Nd (tf)	Nº ESTACAS	PROFUNDIDADE(m)
B1	10,29	14,41	1,00	12,00
B2	11,32	15,85	1,00	12,00
B3	20,79	29,11	1,00	13,00
B4	19,60	27,44	1,00	13,00
B5	14,59	20,43	1,00	12,00
B6	16,20	22,68	1,00	12,00
B7	29,87	41,82	1,00	14,00
B8	11,34	15,88	1,00	12,00
B9	26,99	37,79	1,00	14,00
B10	22,26	31,16	1,00	13,00
B11	33,06	46,28	2,00	12,00

B12	10,91	15,27	1,00	12,00
B13	18,76	26,26	1,00	12,00
B14	24,12	33,77	1,00	13,00

Determinação da profundidade apresentado na tabela 36 para o método Aoki-Velloso:

Tabela 36: Resultado Aoki-Velloso

BLOCOS	Nk (tf)	Nd(tf)	Nº ESTACAS	PROFUNDIDADE(m)
B1	10,29	14,41	1,00	12,00
B2	11,32	15,85	1,00	13,00
B3	20,79	29,11	1,00	14,00
B4	19,60	27,44	1,00	14,00
B5	14,59	20,43	1,00	13,00
B6	16,20	22,68	1,00	13,00
B7	29,87	41,82	1,00	16,00
B8	11,34	15,88	1,00	12,00
B9	26,99	37,79	1,00	15,00
B10	22,26	31,16	1,00	14,00
B11	33,06	46,28	2,00	12,00
B12	10,91	15,27	1,00	13,00
B13	18,76	26,26	1,00	14,00
B14	24,12	33,77	1,00	14,00

De acordo com os métodos semiempíricos apresentados neste trabalho, foram estimadas as cargas admissíveis das estacas em estudo. Com isso foi possível estipular as profundidades necessárias para as estacas atingirem resistência suficiente para suportar as cargas provenientes da super estrutura conforme mostram as tabelas 35 e 36.

Fica observado que o método de Aoki e Velloso é um método mais conservador pois leva em consideração o efeito de escala, sendo a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT e o método de execução de cada tipo de estaca.

Ressalta-se a necessidade de realizar o apiloamento do fundo da escavação pelo trado helicoidal para garantir a utilização eficiente do atrito de ponta da estaca.

Nesse estudo foi observado que os dados presentes nas tabelas 35 e 36 destacados em vermelho, com o método de Aoki-Velloso temos uma profundidade variando de 1 a 2 metros

em relação ao método de Decourt-Quaresma. Com isso adota-se os dados obtidos pelo método de Decourt-Quaresma.

### 4.3. Dimensionamento das estacas na compressão

Neste trabalho as estacas serão dimensionadas somente com carga vertical atuando na compressão. Pois pelo modelo apresentado as estacas não sofrem efeitos de cargas horizontais ou momentos fletores provenientes dos pilares da super estrutura. Para a grande maioria das obras de pequeno e médio porte, as estacas trabalham em compressão simples. Podendo ser vista como um pilar de concreto confinado.

Seu dimensionamento deve ser feito quando a tensão no solo ultrapassa a tensão admissível do concreto.

$$\sigma_{concreto} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c \gamma_f}$$

De forma técnica não se deve considerar a tensão do concreto maior do que 5 Mpa para o dimensionamento de estacas moldadas in loco, o mesmo é válido pra tubulões.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) item 7.8.9.9.2 se a tensão média de compressão na estaca for superior a 5 MPa, à estaca deve ser armada, no trecho em que a tensão média é superior a 5 MPa até a profundidade na qual a transferência de carga por atrito lateral diminua a compressão no concreto para uma tensão média inferior a 5 MPa.

- Determinação da tensão admissível na cabeça da estaca

Para a determinação da tensão na cabeça da estaca considera-se à estaca mais carregada, pois se a tensão nesta for menor que 5 Mpa, não haverá necessidade de verificar para as outras estacas. A tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2019) figura 08, especifica parâmetros para dimensionamento.

Figura 08: Tabela 4 NBR 6122

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

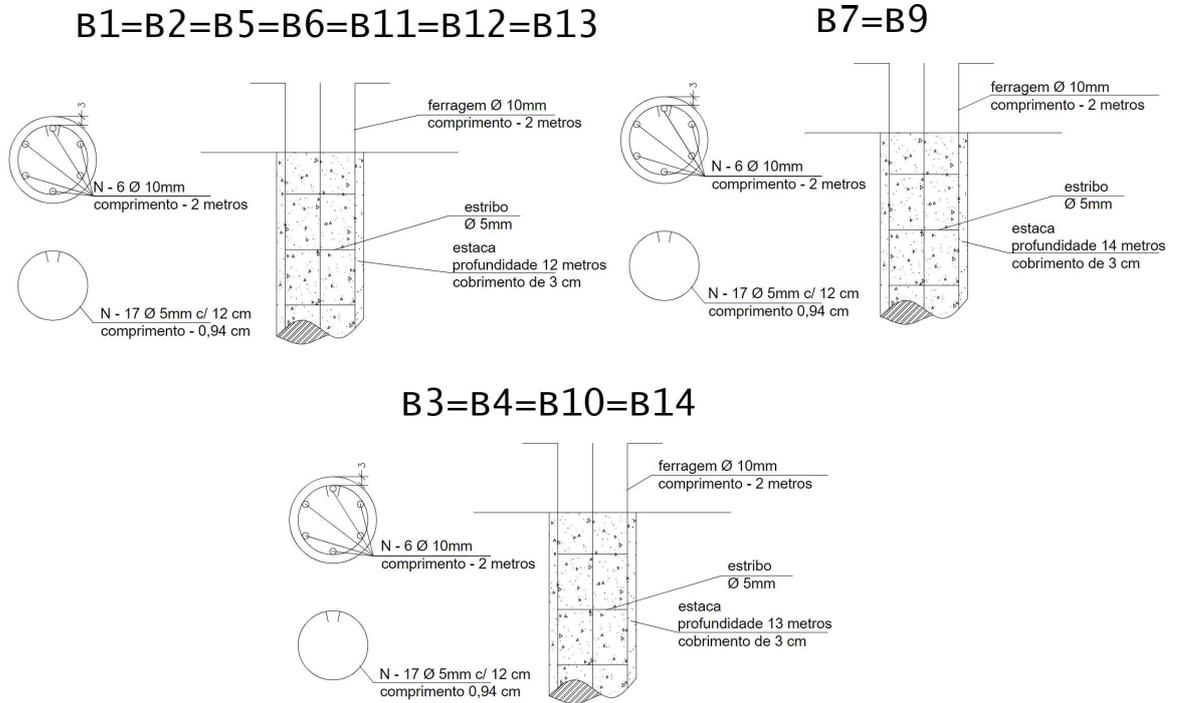
Fonte: ABNT NBR 6122/2019

$$\sigma_{adm} = \frac{Nk}{AC} = 4.230,87 \frac{kN}{m^2} = 4,23 \text{ Mpa} < 5 \text{ Mpa (não há necessidade de armar à estaca)}$$

Nesse caso por questão de segurança adota-se a armadura mínima normativa, sendo 0,4%AC resultando em uma armadura de 2,82 cm<sup>2</sup>. Como estacas escavadas são consideradas como pilares circulares e a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda diâmetro mínimo para barras de pilares igual a 10 mm e no mínimo 6 barras para pilares circulares e 4 para pilares retangulares, visto que se trata de estaca circular adota-se então estaca com 6 barras de 10 mm a uma profundidade de 2 m.

Detalhamento da estaca:

Figura 08: Detalhe das estacas



Fonte: ED Engenharia, (2022)

#### 4.4 Dimensionamento de sapata isolada

- Dimensões da sapata

Visto que a fundação direta deve ser utilizada a uma profundidade máxima de 3 metros, com base no laudo de sondagem, obtemos um SPT = 2. Neste caso quando não se tem ensaio em laboratório a tensão admissível do solo pode ser determinada de maneira empírica por:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{5} = \frac{2}{5} = 0,4 \text{ kgf/cm}^2 \text{ - Para argila arenosa}$$

Dados:

$$N_k = 298,7 \text{ kN}$$

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Pilar} = 20\text{cm} \times 30\text{cm}$$

$$\theta_{\text{pilar}} = 12,5 \text{ mm}$$

Para a nossa carga axial de  $29,87\text{tf} = 298,7 \text{ kN}$  temos:

$$S_{sap} = \frac{1,05 N_k}{\sigma_{adm}} = \frac{313,635 \text{ kN}}{0,004 \text{ kN/cm}^2} = 78.408,75 \text{ cm}^2$$

- Determinação do menor lado da sapata:

$$B = \frac{1}{2}(b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4}(b_p - a_p)^2 + S_{sap}}$$

$$B = \frac{1}{2}(20 - 30) + \sqrt{\frac{1}{4}(20 - 30)^2 + 78.408,75} = 275,06 \text{ cm}$$

Como as dimensões devem ser múltiplos de 5 cm, adota-se 280 cm

$$A - B = a_p - b_p \rightarrow A - 280 = 30 - 20 \rightarrow A = 290 \text{ cm}$$

A área corrigida é:

$$S_{sap} = 280 \cdot 290 = 81.200 \text{ cm}^2 > 78.408,75 \text{ cm}^2 \rightarrow ok$$

$$C_A = C_B = \frac{A - a_p}{2} = 130$$

Altura da sapata conforme NBR 6118 supondo como rígida deve atender a equação abaixo:

$$h \geq \frac{A - a_p}{3} = \frac{290 - 30}{3} = 86,66 \text{ cm adota-se } h = 85 \text{ cm}$$

Como  $C_A = C_B$  não tem necessidade de verificar na direção do lado B.

Para possibilitar a ancoragem da armadura do pilar, a altura útil 'd' da sapata deve ser maior que o comprimento de ancoragem da armadura do pilar.

$$d = h - (c + 1) > l_b$$

$$d = 85 - (3 + 1) > 47 \text{ cm}$$

$$d = 81 > 47 \text{ cm}$$

$$d = 81 \text{ cm} > 47 \text{ cm} - ok$$

- Altura das faces verticais nas extremidades

$$h_0 \geq \left(\frac{h}{3}\right) = \frac{85}{3} = 28,33 \text{ cm}$$
$$h_0 \geq 15 \text{ cm}$$

Adota-se  $h_0 = 30 \text{ cm}$

- Verificação do ângulo de inclinação

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - h_0}{c} = \frac{85 - 30}{100} = 0,55 \rightarrow \alpha = 28,81$$

- Determinação dos momentos fletores

$$P_d = \frac{Nd}{A.C} = \frac{1,4.298,7}{280.290} = 0,00515 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2h \rightarrow \frac{85}{2} \leq 130 \leq 170 \rightarrow 42,5 \leq 130 \leq 170 \rightarrow ok$$

- Distâncias das seções de referências

$$X_A = c_A + 0,15a_p = 130 + 0,15.30 = 134,5 \text{ cm}$$

$$X_B = c_B + 0,15b_p = 130 + 0,15.20 = 133 \text{ cm}$$

- Calculando os momentos

$$M_{1A} = p \frac{x_A^2}{2} B = 0,00515 * \frac{134,5^2}{2} * 280 = 13.043,07 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1B} = p \frac{x_B^2}{2} A = 0,00515 * \frac{133^2}{2} * 290 = 13.308,76 \text{ kN.cm}$$

- Determinação da armadura

$$A_{s,A} = \frac{M_{1A}}{0,85d \cdot f_{yd}} = \frac{13.043,07}{0,85 \cdot 81 \cdot 43,48} = 4.357 \text{ cm}^2$$

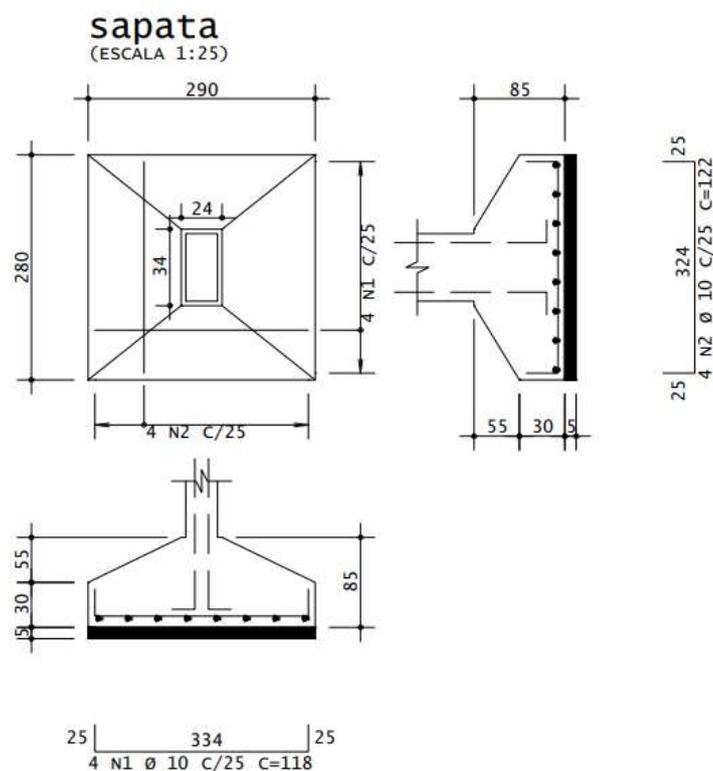
$$A_{s,b} = \frac{M_{1B}}{0,85d \cdot f_{yd}} = \frac{13.308,76}{0,85 \cdot 81 \cdot 43,48} = 4.445 \text{ cm}^2$$

Na dimensão A:  $\frac{4.357}{2,80} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{m}$

Na dimensão B:  $\frac{4.445}{2,90} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

Detalhamento:

Figura 09: Detalhamento



Fonte: ED Engenharia, (2022)

Como pode-se observar nos dois dimensionamentos, a sapata seria um sistema que acarretaria maiores gastos em concreto e aço. De acordo com a arquitetura e topografia do terreno, se tornou inviável devido as proximidades entre sapatas acarretando em sua sobreposição e acúmulo de bulbo de tensões ocasionando recalques diferenciais. Enquanto que na estaca não houve a necessidade de acrescentar armadura, e as condições geotécnicas favorecem a utilização desse sistema. Sendo mais agravante o fato de a tensão admissível do solo calculada ser muito baixa para que se utilize o sistema sapata isolada. Observa-se que

enquanto a estaca utiliza em torno de 0,98 m<sup>3</sup> de concreto, a sapata utilizaria 6.9 m<sup>3</sup> de concreto. Ou seja, torna-se inviável sua utilização.

## 5. CONCLUSÃO

Conclui-se que para um correto dimensionamento de uma fundação é imprescindível o estudo geotécnico do solo com a utilização de sondagens sendo a mais utilizada no Brasil a sondagem por percussão (SPT). Onde este deve ser elaborado por profissionais qualificados e com proficiência no assunto.

De posse do laudo de sondagem foi determinado o tipo de fundação a ser utilizado. Com base nos dados do laudo opta-se pela utilização de estaca escavada como a melhor opção para o tipo de obra e região onde a mesma se encontra.

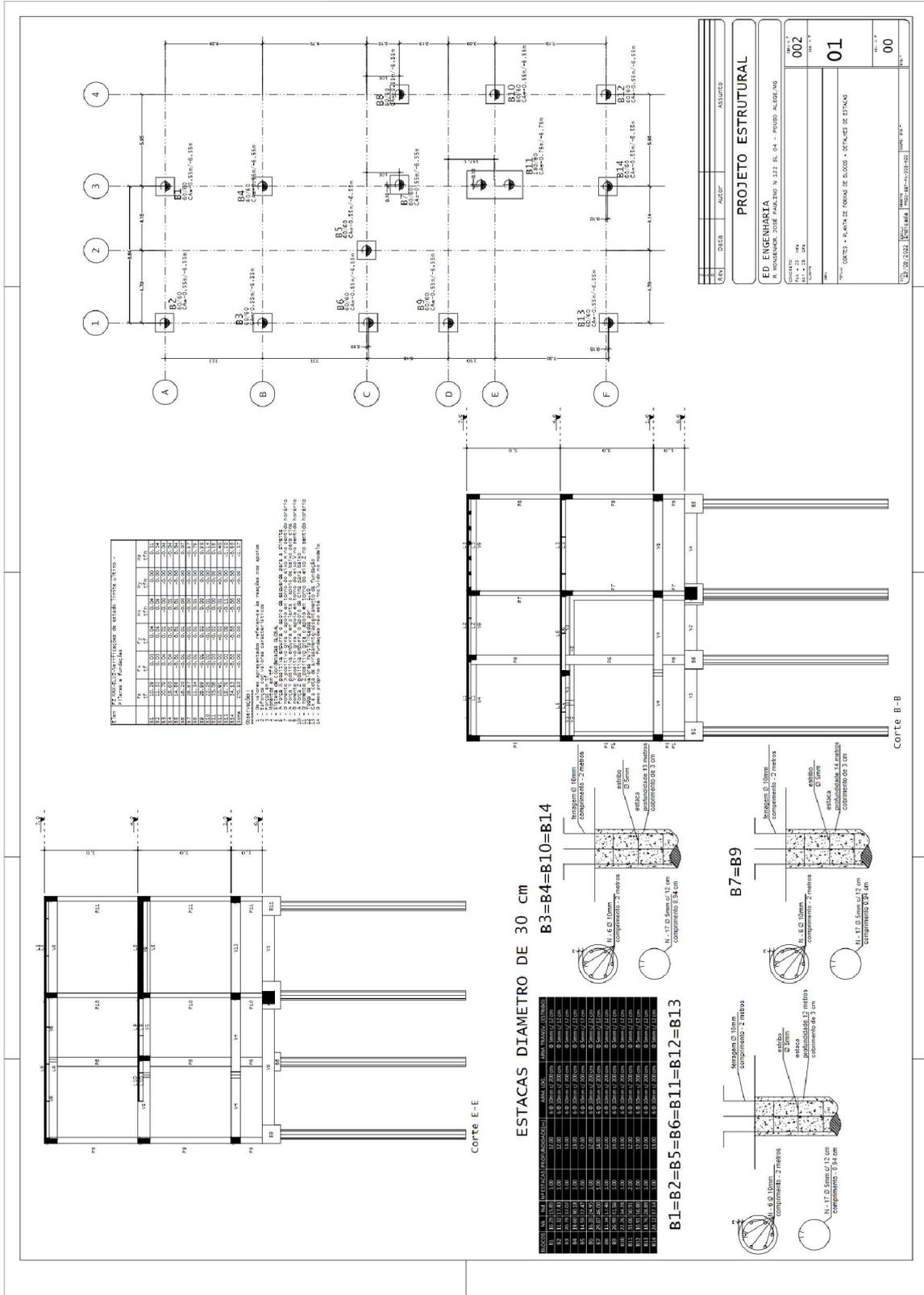
Para o tipo de fundação direta com base no laudo técnico, tornou-se inviável. Pois a tensão admissível do solo determinada é muito baixa, classificando o solo como muito mole. Visto que de acordo com o laudo essa tensão é de 0,4 kgf/cm<sup>2</sup> e o  $N_{spt} = 2$ , esse tipo de elemento de fundação não deve ser empregado nesta obra.

Para a determinação da capacidade de carga das estacas utiliza-se as metodologias empíricas propostas por Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma. Onde foi adotada a metodologia de Décourt-Quaresma, sendo esta a mais econômica para a situação apresentada no laudo técnico. Com base nos dados encontrados foi realizado o dimensionamento estrutural das estacas seguindo as recomendações normativas da NBR 6118 (ABNT, 2014) e da NBR 6122 (ABNT, 2019), onde as estacas trabalham em compressão simples, como se fosse um pilar de concreto confinado.

Neste trabalho foi verificado que a tensão na estaca é menor que a tensão no concreto, sendo desnecessário a utilização de armaduras longitudinais e transversais. Por tanto a fundação da edificação será construída em estacas escavadas com trado helicoidal e será adotada a armadura mínima normativa por questão de segurança. Será necessário o apiloamento da ponta da escavação para garantir a correta utilização com eficiência do atrito de ponta da estaca.



# Anexo 02: Planta de fundação



## 7. AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus por ter nos dado forças para seguir em frente diante de todas as dificuldades apresentadas em nosso caminho e transpondo barreiras muitas das vezes quase intransponíveis, mas sempre com certeza de que seríamos vitoriosos com a fé de que nunca estamos caminhando sozinhos em nossa trajetória. Agradecemos também a nossas famílias que muito nos ajudaram e nos incentivaram em momentos decisivos onde a desistência plainava em nossas mentes. Não podemos deixar de agradecer aos nossos professores que também tiveram um papel decisivo nessa trajetória. Por tanto agradecemos de coração a todos aqueles que fizeram parte de nossas vidas ainda que por pouco tempo nessa jornada que se finda.

## 8. REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118, ABNT, 2014, 238p.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto e execução de fundações. NBR 6122, ABNT, 2010, 91p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento – Método de Ensino. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher,2019.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. São Paulo: Edgard Blucher,2019.

BASTOS, P.S.S. Sapatas de Fundação. Disciplina 2123 – Estruturas de Concreto III. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), junho/2019, 120p. Acesso em: [http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag\\_concreto3.htm](http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto3.htm).

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**. São Paulo, Oficina de Texto, 2010

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações diretas**. São Paulo, Oficina de Texto, 2010

MELHADO, Silvio Burrattino. **Fundações**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2002.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado**. Rio Grande do Sul, Editora DUNAS, 2014. V.4, 4 ed.

REBELLO, Yopanan Conrado. **Guia Prático de Projeto, Execução e Dimensionamento**. São Paulo, Ed. Zigurati, 2012.