

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”  
FACULDADE DE ENGENHARIA  
CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

**MARA CLAUDIA ANJOLETTO MACEDO**

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA:  
Estudo de caso de uma obra realizada em Três Lagoas,  
Mato Grosso do Sul.**

**MARA CLAUDIA ANJOLETTO MACEDO**

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA:  
Estudo de caso de uma obra realizada em Três Lagoas,  
Mato Grosso do Sul.**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – Unesp como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof.Dr. Marco Antônio de Moraes Alcântara  
**Orientador**

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

M141d Macedo, Mara Claudia Anjoletto.  
Dimensionamento de fundação profunda: estudo de caso de uma obra realizada em Três Lagoas, Mato Grosso do Sul. / Mara Claudia Anjoletto Macedo. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2023  
100 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -  
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2023

Orientador: Marco Antônio de Moraes Alcântara

Inclui bibliografia

1. Fundação profunda. 2. Estacas. 3. Cargas admissíveis. 4. Estudo de caso. 5. Métodos semi-empíricos. 6. Ufms.


Mara Claudia Anjoletto Macedo

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA: Estudo de caso de uma obra realizada em Três Lagoas, Mato Grosso do Sul.**


Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenharia Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Câmpus de Ilha Solteira.

**Aprovada em 16/01/2023**

Comissão Examinadora

  
Prof. Dr. Marco Antônio de Moraes Alcântara  
UNESP/FE Ilha Solteira (Orientador)

  
Prof. Dr. Artur Pantoja Marques  
UNESP/FE - Ilha Solteira (Examinador)

  
Profa. Dra. Claudia Scoton Antonio Marques  
UNIFUNEC/Santa Fé do Sul (Examinadora)

Ilha Solteira  
16 de janeiro de 2023

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus por me proporcionar perseverança e luz durante toda a minha vida.

Aos meus pais Osmar Jesus Macedo e Maria de Fátima Anjoletto Macedo pelo apoio, incentivo e amor que serviram de alicerce para as minhas realizações.

Ao meu irmão Carlos Alberto Anjoletto Macedo pela amizade e atenção dedicada quando sempre precisei.

Ao meu namorado Guilherme Christino pelo seu amor incondicional e por compreender minha dedicação a este projeto.

Às minhas avós Maria Ganzarolli e Lurdes Jerônimo as quais partiram ao longo da minha graduação, mas foram fundamentais ao longo da minha trajetória.

Ao meu professor orientador Dr. Adriano Souza pelas valiosas contribuições dadas durante todo o processo.

A todos os meus amigos do curso de graduação que compartilharam dos inúmeros desafios que enfrentamos, bem como aos colegas da Empresa Júnior ALICERCE e aos colegas do voluntariado SOLIDARISA.

Também quero agradecer à UNESP e ao seu corpo docente que demonstrou estar comprometido com a qualidade e excelência do ensino.

*“Na vida, nós devemos ter raízes, e não âncoras. Raiz alimenta, âncora imobiliza. Quem tem âncoras vive apenas a nostalgia e não a saudade. Nostalgia é uma lembrança que dói, saudade é uma lembrança que alegra.”* Mario Sérgio Cortella.

## RESUMO

Desde o início da civilização humana, há notórios exemplos de fundações, as quais expressam de maneira clara, a necessidade do ser humano em se adequar ao meio em que está habitado. Sendo assim, com o desenvolvimento tecnológico, a correta escolha do tipo da fundação tem se mostrado um ponto notório no cotidiano, pois além da escolha entre uma profunda ou rasa, se faz necessário que seu dimensionamento seja coerente, de modo que seja atendida e garantida a segurança da construção civil, cujo intuito seja a não submissão da estrutura a problemas das mais variadas naturezas. Portanto, com o objetivo de garantir que o dimensionamento seja assertivo, se faz necessário a simulação e utilização de métodos Semi Empíricos para avaliar a capacidade de carga de uma estaca, de modo que ela assegure a segurança da estrutura e, ao mesmo tempo, seja economicamente viável a nível de execução. Dessa forma, este estudo visa analisar a Fundação com Estacas Escavadas durante a execução do Prédio da Medicina no Campus CPTL da cidade de Três Lagoas, Mato Grosso do Sul, de modo a pontuar divergências do projeto perante as NBRs.

**Palavras-chave:** fundação profunda; estacas; cargas admissíveis; estudo de caso; métodos Semi-Empíricos; UFMS.

## RESUME

Depuis le début de la civilisation humaine, il existe des exemples notoires de fondations, qui expriment clairement le besoin des êtres humains de s'adapter à l'environnement dans lequel ils vivent. Par conséquent, avec l'évolution technologique, le choix correct du type de fondation s'est avéré être un point notable dans la vie quotidienne, car en plus du choix entre une fondation profonde ou superficielle, il est nécessaire que son dimensionnement soit cohérent, afin qu'il soit respectées et garanties la sécurité des constructions civiles, dont le but n'est pas de soumettre l'ouvrage à des problèmes de natures les plus diverses. Par conséquent, afin de s'assurer que le dimensionnement est affirmé, il est nécessaire de simuler et d'utiliser des méthodes semi-empiriques pour évaluer la capacité de charge d'un pieu, afin qu'il assure la sécurité de la structure et, en même temps, soit économiquement viable. au niveau de l'exécution. Ainsi, cette étude vise à analyser la Fondation avec Enjeux Excavés lors de l'exécution du Bâtiment de Médecine sur le Campus CPTL dans la ville de Três Lagoas, Mato Grosso do Sul, afin de identifier les divergences du projet avant les NBRs.

**Mots clés:** fondation profonde; pieux; charges admissibles ; étude de cas; Méthodes semi-empiriques ; UFMS.

# Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>10</b>
<b>2.</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1.</b>	<b>Objetivo Geral</b> .....	<b>12</b>
<b>2.2.</b>	<b>Objetivo Específico</b> .....	<b>12</b>
<b>3.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>13</b>
<b>3.1.</b>	<b>Solo</b> .....	<b>13</b>
<b>3.1.1.</b>	<b>Origem dos solos</b> .....	<b>13</b>
<b>3.1.2.</b>	<b>Tipos de solos</b> .....	<b>14</b>
<b>3.1.3.</b>	<b>Propriedades Físicas do solo</b> .....	<b>14</b>
<b>3.2.</b>	<b>Aspectos de Projeto</b> .....	<b>16</b>
<b>3.2.1.</b>	<b>Investigação Geotécnica</b> .....	<b>16</b>
<b>3.2.2.</b>	<b>Sondagem do Solo</b> .....	<b>16</b>
<b>3.2.3.</b>	<b>Ensaio Geotécnico SPT</b> .....	<b>16</b>
<b>3.3.</b>	<b>Tipos de Fundação</b> .....	<b>19</b>
<b>3.3.1.</b>	<b>Fundações Rasas</b> .....	<b>19</b>
<b>3.3.1.1.</b>	<b>Bloco</b> .....	<b>20</b>
<b>3.3.1.2.</b>	<b>Sapata</b> .....	<b>21</b>
<b>3.3.2.</b>	<b>Fundações Profundas</b> .....	<b>21</b>
<b>3.3.2.1.</b>	<b>Tubulões a céu aberto</b> .....	<b>22</b>
<b>3.3.2.2.</b>	<b>Tubulões a ar comprimido</b> .....	<b>22</b>
<b>3.3.2.3.</b>	<b>Estacas</b> .....	<b>23</b>
<b>4.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>24</b>
<b>5.</b>	<b>ESTUDO DE CASO</b> .....	<b>25</b>
<b>5.1.</b>	<b>Localização</b> .....	<b>25</b>
<b>5.2.</b>	<b>Sondagem do Solo</b> .....	<b>28</b>
<b>5.3.</b>	<b>Métodos semiempíricos para o dimensionamento de fundações profundas</b> ...	<b>35</b>
<b>5.3.1.</b>	<b>Método Estatístico de Aoki Velloso</b> .....	<b>35</b>
<b>5.3.2.</b>	<b>Método de Décourt e Quaresma (1978)</b> .....	<b>39</b>
<b>5.4.</b>	<b>Escolha do tipo de fundação</b> .....	<b>40</b>
<b>5.5.</b>	<b>Capacidade de Carga</b> .....	<b>54</b>
<b>5.5.1</b>	<b>Método Aoki Velloso</b> .....	<b>54</b>
<b>5.5.2</b>	<b>Método Decourt Quaresma</b> .....	<b>55</b>
<b>5.5.3</b>	<b>Comparação entre métodos</b> .....	<b>56</b>

<b>6.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>59</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>61</b>



## 1 INTRODUÇÃO

Desde o início da civilização humana, há notórios exemplos de fundações as quais expressam de maneira clara, a necessidade do ser humano em se adequar ao meio em que está habitado.

Por exemplo, no período Neolítico, o qual é caracterizado principalmente por meio da produção agrícola, surgiu a necessidade de construir casas em regiões inundáveis. Portanto, começou-se a construir casas sobre estacas de madeira nessas regiões (NAVARRO, 2006).

Ao se passar então para o período dos grandes impérios do Oriente Próximo, houve uma evolução, de forma que tijolos cerâmicos e pedras comesçassem a ser utilizadas em construções, como por exemplo na Mesopotâmia e no Egito. A partir do momento em que os materiais de construção empregados se mostraram mais pesados, houve a necessidade de desenvolver novas técnicas de fundação para que a estrutura não viesse ao colapso. Portanto, castelos, grandes palácios começaram a ser construídos em cima de empilhamento de outras estruturas misturadas ao solo de certa forma compactado (NAVARRO, 2006).

Esses exemplos são apenas algumas demonstrações da evolução da fundação ao longo do tempo. Mesmo tendo sido feitas em épocas diferentes, todas possuíam o mesmo objetivo: fazer com que houvesse uma estrutura capaz de transmitir os esforços da construção para o solo. Sendo assim, chegamos na definição de Fundação.

Mas para que seja possível realizar a escolha de uma fundação assertiva, é necessário, segundo Alonso (2019), analisar e ter conhecimento de 4 (quatro) grandes elementos:

- 1) Analisar edifícios próximos;
- 2) Analisar as características do subsolo do local em que se deseja construir a obra, bem como a natureza dele;
- 3) Analisar e identificar as cargas que serão transmitidas;
- 4) Analisar e verificar quais fundações existem no mercado.

Alonso (2019), ainda comenta, que uma das maiores dificuldades encontradas no processo é identificar o elemento número 2 (dois). Além desse obstáculo, Schnaid e Odebrecht (2012) apontam mais um empecilho: alto custo envolvido na execução

de sondagem de reconhecimento do solo no Brasil.

Sendo assim, em meio a tantas possibilidades de fundações, como: rasas, em tubulões e em estacas, deve-se avaliar qual melhor se adequa a determinada região, de modo a satisfazer condições técnicas e econômicas da obra em questão.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivo Geral**

Analisar, por meio de um estudo de caso, a fundação da construção do prédio da Medicina no Campus CPTL da cidade de Três Lagoas, MS.

### **2.2. Objetivo Específico**

O objetivo específico deste trabalho foi de relatar por meio de um estudo de caso, como é feita a escolha de uma fundação em uma obra realizada em um campus universitário na cidade de Três Lagoas no Mato Grosso do Sul. Sendo assim, foi feita uma análise a respeito do que foi abordado na revisão bibliográfica, de modo a verificar se as considerações e premissas adotadas foram coerentes com as normas e com a viabilidade econômica da obra. Dessa forma, pode-se compreender como o custo, bem como a carga necessária a ser dissipada influenciaram na escolha do método construtivo. Assim, o intuito deste trabalho foi conseguir auxiliar e divulgar orientações para futuros profissionais de Engenharia Civil, de forma que tenham um olhar mais aguçado ao se depararem com projetos de fundação

- Revisar a Bibliografia;
- Apresentar como é feita a escolha de uma fundação;
- Analisar o projeto de fundação da construção de um prédio no Campus universitário na cidade de Três Lagoas no Mato Grosso do Sul;
- Analisar o custo do projeto de fundação.

### **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1. Solo**

##### **3.1.1. Origem dos solos**

Conforme a apostila Marangon (2018), a palavra Pedologia origina do grego *pedon* (solo, terra), sendo esta uma ciência capaz de estudar a morfologia e a classificação dos solos. Ela tende a compreender os principais fatores e processos de formação do solo, bem como seus inúmeros atributos morfológicos, físicos, químicos etc. Trata-se então de uma ciência que teve seu início marcado pelos trabalhos de Vassilii Dokuchaev (1846–1903), o qual tornou-se responsável por viabilizar um modelo de formação do solo (Geotecnia de Fundações e Obras de Terra- 2018).

Vargas (1987) comenta que com o passar do tempo, o conceito da palavra solo começou a ter inúmeras denotações dependendo da área do conhecimento em que era empregado.

A ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), por exemplo, define solo, na NBR 6502/2022, como um material proveniente da decomposição de rochas, seja por ação de agentes físicos ou químicos, de forma que possa ou não apresentar matéria orgânica.

Neste trabalho, seguiremos com a definição de Pinto (2016), o qual afirma que os solos são frutos do intemperismo ou meteorização das rochas. Sendo assim, o processo de decomposição pode ser decorrente de agentes físicos ou químicos, tendo como principais responsáveis a água e a mudança de temperatura.

Pinto (2016), ainda utiliza o tamanho das partículas como uma das principais características que diferencia os solos. Dessa forma, criou-se denominações específicas para que os diversos profissionais pudessem ter um padrão de classificação dos solos conforme o tamanho dos grãos que o compõe. Seguindo estas definições surgiu uma primeira classificação por parte da ABNT, definida pela NBR 6502/2022, e que está apresentada na Figura 01.

**Figura 01** - Classificação dos Solos em relação ao tamanho dos grãos.

Textura	Nome	Tamanho dos grãos (mm)	
		Menor que	Maior que
Solos grossos	pedregulhos	60	2
	areias	2	0,06
Solos finos	siltos	0,06	0,002
	argilas	0,002	

Fonte: Adaptado dos limites definidos pela **ABNT**.

### 3.1.2. Tipos de solos

Pinto (2016) afirma que a classificação dos solos perante a sua origem é tão ou mais útil do que a classificação sob o ponto de vista da constituição física, sendo os principais grupos de classificação:

**Solos residuais** – são originados da decomposição de rochas encontrados no próprio local em que se formaram. Para que eles se formem, é necessário que a velocidade de decomposição seja maior do que a ação dos agentes externos. A velocidade de decomposição depende de vários fatores, entre os quais a temperatura, o regime de chuvas e a vegetação estão entre os principais. Países com climas tropicais são favoráveis à degradação mais rápida da rocha, razão pela qual as maiores ocorrências situam-se nesses países, entre eles, o Brasil.

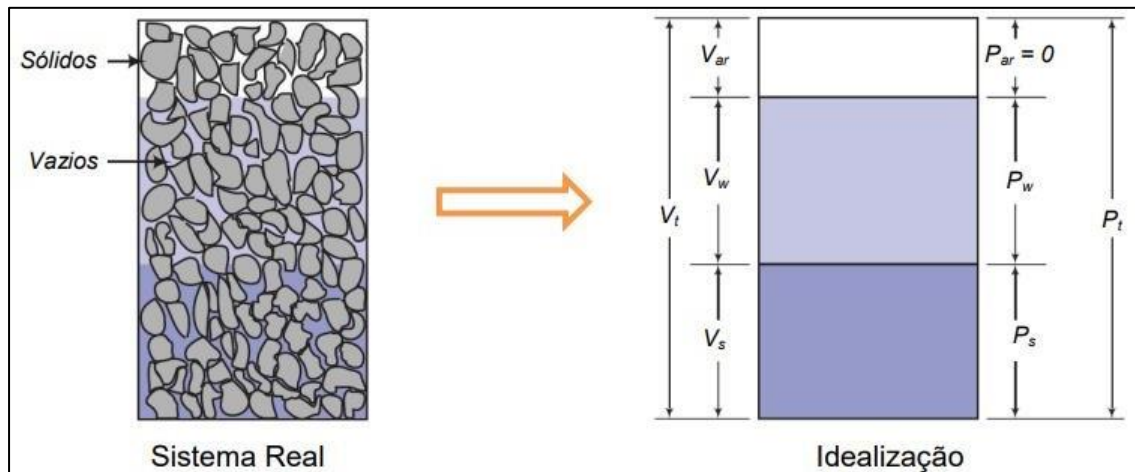
**Solos sedimentares** – pode-se afirmar que é o oposto da definição dos residuais. Ou seja, a velocidade de decomposição é menor do que a de agentes externos, que transportam os sólidos resultantes da fragmentação. Sendo esses agentes os que classificam esse tipo de solo onde se sedimentam, como: colúvies (transportados pela gravidade), glaciais (transportados por geleiras), eólicos (pelo vento) e aterros (transportados pelo homem).

**Solos orgânicos** – são aqueles formados pela decomposição de matéria orgânica, com sedimentos pré-existent.

### 3.1.3. Propriedades Físicas do solo

Os índices físicos tendem a representar qual condição física que determinado solo se encontra. Partindo dessa premissa e, seguindo o raciocínio de Pinto (2016), apenas uma parte do volume total do solo é ocupada por partículas sólidas, de modo que restante seja preenchido por água e/ou ar, cuja formação está demonstrada na Figura 02.

**Figura 02** – (a) Solo em seu estado natural (b) Constituição do solo.



Fonte: UPFR, 2019

Pinto (2016) afirma ainda que por meio da relação dos três itens citados acima se pode obter diversos índices, os quais são responsáveis por representar as condições físicas de dado solo. Sendo assim, tais condições podem ser definidas da seguinte maneira:

**Umidade ( $w$ )** – relação entre o peso da água e o peso dos sólidos. Geralmente varia entre 10% e 40%.

**Índice de vazios ( $e$ )** – relação entre o volume de vazios e as partículas sólidas.

**Porosidade ( $n$ )** – relação entre o volume de vazios e o volume total.

**Grau de saturação ( $S$ )** – relação entre o volume de água e o volume de vazios.

**Peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ )** – é uma característica dos sólidos, determinado pela Equação 01:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \quad (\text{Equação 01})$$

**Peso específico da água ( $\gamma_w$ )** – relação entre o peso da água e seu próprio volume. Pode variar um pouco a alteração de temperatura, mas pode-se adotar geralmente 10 kN/m<sup>3</sup>.

**Peso específico natural ( $\gamma_n$ )** – relação entre o peso total do solo e seu volume total.

**Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )** – relação entre o peso dos sólidos e

volume total. Corresponde ao peso específico que o solo teria se ficasse seco, se isopudessem ocorrer sem a variação de volume.

**Peso específico aparente saturado ( $\gamma_{sat}$ )** – peso específico se o solo ficasse saturado e se isso ocorresse sem a variação de volume.

**Peso específico submerso ( $\gamma_d$ )** – peso efetivo do solo quando submerso.

**Ângulo de atrito interno entre os grãos de solo ( $\gamma_d$ )** – de acordo com Caputo (1996) inclui não só o “atrito básico” entre as partículas constituintes do agregado, mas também o “atrito fictício” proveniente do entrosamento das partículas em razão da existência de uma infinidade de contatos pontuais.

## **3.2. Aspectos de Projeto**

### **3.2.1. – Investigação Geotécnica**

A investigação do Subsolo ou Investigação Geotécnica consiste no primeiro passo para que seja dimensionada a fundação do local. Trata-se de compreender as condições do solo, bem como os perfis que o compõe. Schnaid e Odebrecht (2012) comentam que o custo envolvido na análise do solo, em geral, é de 0,2% a 0,5% do custo total da obra, podendo em alguns casos ficar entre 3 a 4%.

### **3.2.2. Sondagem do Solo**

Para que a investigação geotécnica seja assertiva, é necessário basear-se na ABNT 2020, a qual regulamento todo o processo de sondagem. Portanto, ela determina a necessidade de se realizar um ponto de sondagem a cada 200 m<sup>2</sup> de área da projeção do edifício em planta, até 1200 m<sup>2</sup>. Para áreas de 1200 a 2400 m<sup>2</sup>, deve-se realizar uma sondagem para cada 400m<sup>2</sup> que excedam os 1200 m<sup>2</sup>. A norma recomenda ainda que, independente da circunstância deve-se realizar, no mínimo, 2 (duas) sondagens para áreas inferiores a 200 m<sup>2</sup> e 3 (três) furos para áreas entre 200 a 400 m<sup>2</sup>.

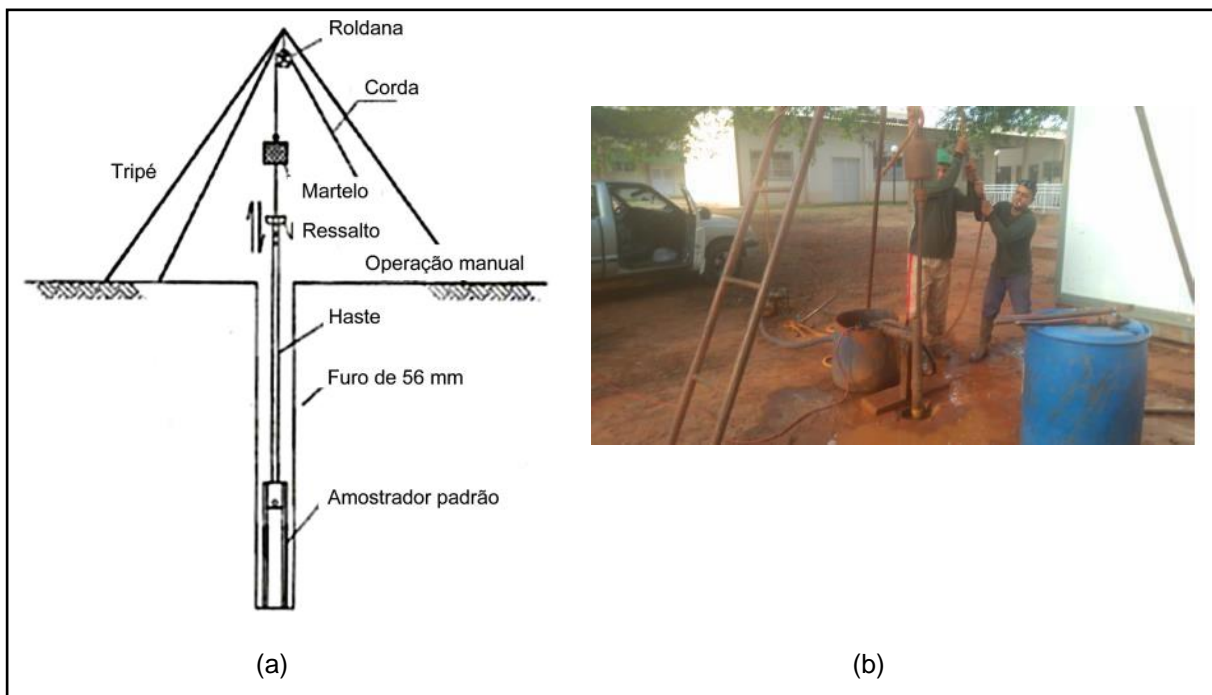
Na obra a que se refere este estudo, a sondagem utilizada foi o Standard Penetration Test e, por isso, apenas ela será pontuada no trabalho.

### **3.2.3. Ensaio Geotécnico SPT**

No Brasil, este ensaio apresenta sua própria normalização, sendo ela a NBR 6484/2020, e de acordo com o que descreve Pinto (2016), o ensaio SPT (Standard Penetration Test) é realizado de modo que haja uma cravação de um amostrador

padrão no fundo da escavação, o qual é submetido a sucessivas quedas de uma altura de 75 cm, de um martelo cuja massa é de 65 kg. Sendo assim, o valor  $N_{spt}$  é obtido por meio do índice de resistência a penetração, ou seja, o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar os 30 últimos centímetros, após uma cravação inicial de 15 cm, como pode ser observado na Figura 3.

**Figura 3** – SPT: (a) Corte esquemático e (b) Ensaio real.



**Fonte:** (a) ARGON PERFURAÇÃO E SONDAGEM, 2017. (b) Autoria Própria.

O ensaio é finalizado quando a penetração obtida for inferior a 5 cm após 10 golpes consecutivos ou ainda, quando os números de golpes executados ultrapassem 50 em um mesmo ensaio. Assim, pode-se afirmar que ocorreu a impenetrabilidade no ensaio SPT.

Portanto, em função da resistência aos golpes aplicados, o solo é classificado como fofo, pouco compacto, compacto, muito compacto, de modo que seja possível obter então, o seu ângulo de atrito. No Brasil, utiliza-se a NBR 6484/2020 para realizar tais designações (Figura 04).

**Figura 04 – Classificação do solo segundo a NBR 6484/2020.**

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

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

**Fonte:** ABNT (1983).

Com essas informações pode-se obter o ângulo de atrito entre as partículas de solo ( $\varphi$ ), utilizando-se as seguintes definições:

- Godoy (1983) *apud* Cintra *et al.* (2003):

$$\varphi' = 28^\circ + (0,4 \times N)$$

- Teixeira (1996) *apud* Cintra *et al.* (2003):

$$\varphi' = \sqrt{20N} + 15$$

- Peso Específico de solos argilosos, Godoy (1972):

**Quadro 01 – Peso Específico de Solos Argilosos**  
conforme número de golpes.

N Golpes	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 – 5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥20	Dura	21

**Fonte:** Godoy (1972).

- Peso Específico de solos arenosos Godoy (1972):

**Quadro 02** – Peso Específico de Solos Arenosos conforme número de golpes.

N Golpes	Consistência	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )		
		Seca	Úmida	Saturada
≤ 5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco Compacta	16	18	19
9-18	Medianamente Compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
≥ 40	Muito Compacta	18	20	21

Fonte: Godoy (1972).

### 3.3. Tipos de Fundação

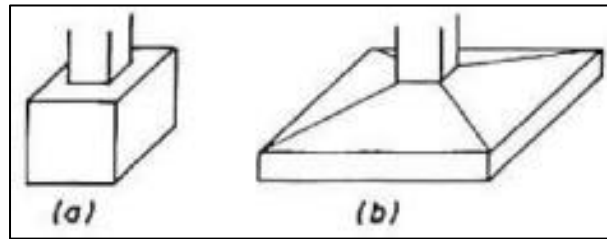
Azeredo (1997) afirma que a responsabilidade de transferir e distribuir as cargas decorrentes da construção para o solo em que se encontra apoiado é da fundação. A norma NBR 6122/2022, por sua vez, complementa Azeredo de modo a classificar o tipo de fundação conforme sua profundidade e pelo modo em que ocorre a transferência de carga da estrutura para o solo. Sendo assim, pode-se classificar a fundação em duas categorias: **Superficial** ou **Profunda**, sendo a segunda o foco deste trabalho.

#### 3.3.1. Fundações Rasas

A fundação rasa, ou superficial como também é conhecida, pode ser definida por estar apoiada ao solo em uma pequena profundidade de assentamento. Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), as cargas transmitidas ao terreno, são influenciadas pela distribuição de pressão sob a base da fundação gerada pelo carregamento provindo da superestrutura. Ainda em conformidade com a NBR 6122 (ABNT, 2010), a profundidade de assentamento no terreno, deve ser de no máximo duas vezes a menor dimensão em planta da fundação. Ademais, Cintra (2003, p. 1) afirma que “[...] *o importante é que nas fundações diretas, independentemente da profundidade da base do elemento estrutural, conta-se apenas com a resistência da base*”.

De modo a complementar Cintra, tem-se ALONSO (2019) afirmando então que as fundações rasas são marcadas pela transmissão homogênea de carga pela base, de modo a eliminar a parcela da resistência lateral. Neste grupo, pode-se citar como exemplo os Blocos de Fundação e as Sapatas. Na Figura 05 é possível observar as fundações rasas mais comuns.

**Figura 05** – Fundações rasas: Bloco (a) e Sapatas (b).

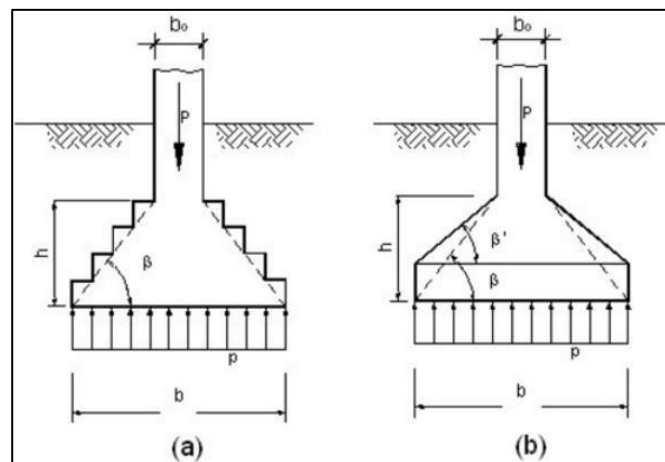


Fonte: Tizott (2013).

### 3.3.1.1. Bloco

Conforme NBR 6118 (2014, p. 196) “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação e podem ser consideradas rígidas ou flexíveis por critério análogo ao definido às sapatas”. Ademais, conforme definição de Alonso (2007), os blocos apresentam grande rigidez, de modo que o próprio concreto seja responsável por absorver as tensões de tração produzidas no bloco. tipo de fundação, assume normalmente algumas formas, como bloco escalonado ou pedestal (a); ou tronco de cone (b). A imagem a seguir exemplifica os dois tipos de blocos mais usuais:

**Figura 06** – Blocos de Fundação.



Fonte: Hachich (1998).

A nível de custos, esse tipo de fundação torna-se mais barata por dispensar a armação em sua execução, porém, o consumo de concreto torna-se mais elevado, demodo a encarecer esse método (HACHICH, 1998).

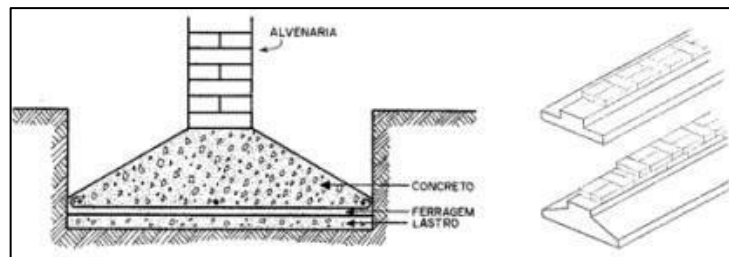
### 3.3.1.2. Sapata

Conforme ALONSO, 2019, as sapatas se diferem dos blocos por terem seus elementos construtivos em concreto armado e, principalmente, por trabalharem em flexão.

Hachich (1998, p. 227) define as Sapatas como “elementos de apoio de concreto armado, de menor altura que os blocos, que resistem principalmente por flexão”. Elas podem assumir diversas formas: sapata quadrada, sapata retangular, piramidal, mas a nível de viabilidade econômica, CAPUTU (1982) orienta que seja mais utilizada as formas retangulares ou piramidais, uma vez que os formatos arredondados exigem mais tempo de execução.

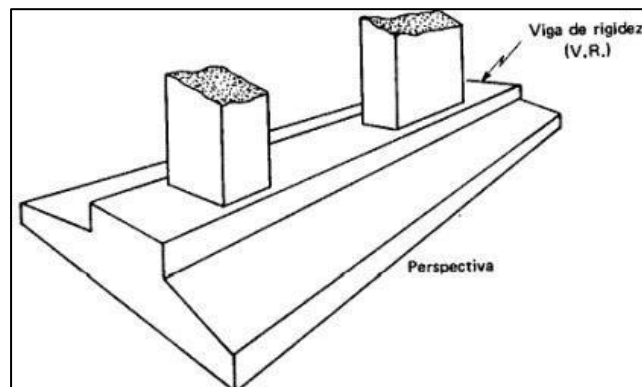
As figuras a seguir representam as Sapatas mais usuais utilizadas em obra: Sapata Corrida (Figura 07) e Sapata Associada (Figura 08).

**Figura 07 – Sapata Corrida.**



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

**Figura 08 – Sapata Associada.**



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

### 3.3.2. Fundações Profundas

A norma NBR 6122/2022 define que as fundações profundas transmitem as cargas ao terreno por meio de sua base (resistência de ponta), por sua superfície

lateral, também chamada de fuste (resistência lateral), ou por uma combinação destas.

Além do mais, é necessário que seja assentado a uma profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, ou que seja ao menos alocado em uma profundidade superior a 3 metros (ALONSO, 2019)

Enquadram-se nesta definição os seguintes elementos:

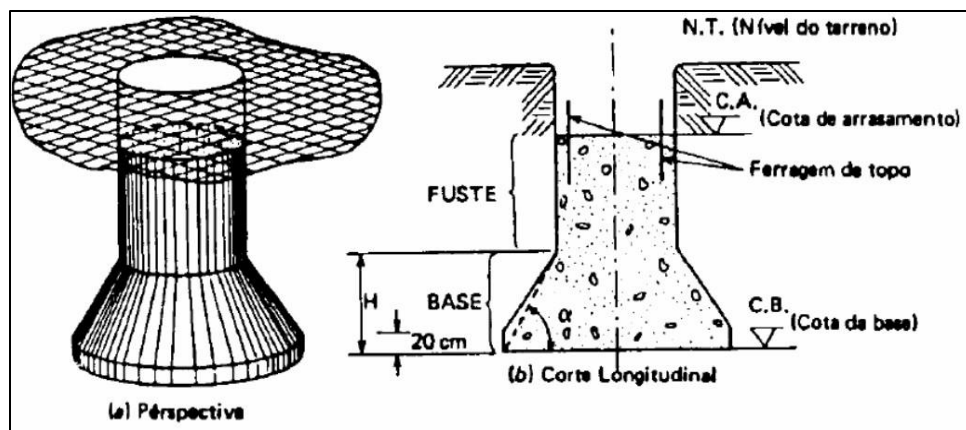
### 3.3.2.1. Tubulões a céu aberto

Alonso (2019) descreve tal elemento estrutural como fruto de uma concretagem de poço aberto no terreno, cuja base é alargada, como se pode observar na Figura 09. Normalmente, é executado acima do nível da água natural, podendo ser executado ainda em alguns casos de modo rebaixado ou em terrenos saturados, desde que seja comprovado a inexistência de risco de desmoronamento.

Por fim, tal elemento não precisa ser armado em todas as situações, pois caso haja apenas uma carga vertical agindo sobre ele, utiliza-se apenas uma ferragem de topo (ALONSO, 2019).

Em relação ao fuste, normalmente é de seção circular e, segundo Afonso, deve existir um diâmetro mínimo de modo que seja permitida a entrada e saída de operários para eventuais manutenções. O diâmetro mínimo adotado é de 70 cm (FALCONI *et al.*, 2019).

Figura 09 – Tubulão a Céu Aberto.



Fonte: Alonso (2019).

### 3.3.2.2. Tubulões a ar comprimido

Urbano (2019) define que esse elemento é utilizado quando o solo é saturado

e não é possível esgotar a água sem que haja um desmoronamento das paredes.

Dessa forma, a solução é utilizar tubulação pneumática com camisa de aço ou concreto.

Caso a camisa seja de aço, a cravação é realizada por meio de equipamentos a céu aberto, apenas a abertura e a concretagem são feitas sob ar comprimido. Diferentemente do procedimento quando se utiliza camisa de concreto, no qual todo o processo: cravação da camisa, abertura e concretagem da base são realizadas sob ar comprimido (URBANO, 2019).

A pressão máxima de ar comprimido é de 3 atm, ou seja, 0,3 MPa, de forma então que a profundidade do tubulão em questão tenha uma restrição de profundidade de 30 m abaixo do nível d'água (FALCONI *et al.*, 2019).

Outro ponto a ser salientado nesse processo diz respeito aos estribos, tendo em vista que os mesmos devem ser dimensionados para que sejam resistentes a uma pressão 30% maior do que a pressão de trabalho, de modo que seja admitido então que não exista pressão externa de água ou terra (URBANO, 2019).

### **3.3.2.3. Estacas**

Urbano (2019) afirma que as estacas são elementos responsáveis pela transmissão de cargas ao solo, seja por meio do atrito lateral (ou seja, resistência ao longo do fuste), ou por meio da resistência da ponta (resistência sob sua extremidade inferior) ou até mesmo devido a uma combinação de ambos.

Em relação ao material, as estacas podem ser de madeira, concreto, aço ou metálicas. Décourt (2019) comenta que as estacas podem ser classificadas em duas categorias:

- a) Estacas de deslocamento,
- b) Estacas escavadas.

Décourt (2019) define, ainda, estacas de deslocamento como sendo aquelas que não ocasionam a retirada do solo ao serem introduzidas no terreno. Segundo ele, um grande exemplo no Brasil é o caso das pré-moldadas de concreto. Além delas, as estacas metálicas, as estacas de madeira, estacas tipo Franki, e também as estacas apiloadas de concreto são enquadradas nessa categoria.

Em relação às estacas escavadas, Décourt (2019) as define como sendo

aquelas cuja execução seja realizada “in situ”, de modo que haja perfuração do solo e que tenha remoção de material. Podem ser enquadradas nessa categoria as estacas tipo hélice contínua, broca, estacas tipo “Strauss”, as barretes, injetadas, dentre outras. Neste trabalho, abordaremos as citadas acima.

#### **4. MATERIAIS E MÉTODOS**

O intuito deste capítulo foi apresentar as diretrizes utilizadas para a elaboração do estudo, de forma a deixar claro como o trabalho foi conduzido e como foi construído o seu embasamento.

Sendo assim, para a realização deste, elaborou-se um levantamento bibliográfico, que pode ser visto no capítulo anterior, trazendo conceitos e definições relacionados ao assunto, utilizando os seguintes materiais:

- Livros e artigos com conteúdos relacionados a fundação do solo, bem como as atualizações do tema na literatura.
- Utilização de notícias para contextualizar o assunto e demonstrar o quanto está presente no nosso dia-a-dia;
- Documentos, dados e informações fornecidos pelos projetistas da obra estudada, e
- Documentos, imagens, dados e informações coletadas no canteiro de obra. A metodologia a ser utilizada para realização do trabalho será de pesquisa, ação e coleta de dados, de forma a englobar as seguintes etapas:
  1. Revisão bibliográfica sobre metodologias e tipos de fundações;
  2. Coleta de material e informações de diversas aplicações, e da obra do estudo de caso;
  3. Análise dos dados obtidos, estudo de soluções e seus impactos;
  4. Apresentação do trabalho final.

## 5. ESTUDO DE CASO

O estudo de caso é: “um dos empreendimentos mais desafiadores na pesquisa” (YIN, 2010), pois, por meio de um estudo empírico, busca determinar ou testar uma teoria, de modo que seja possível esclarecer ou justificar a tomada de decisões.

Desta forma, o estudo de caso, o qual objetiva o intuito desse trabalho, foi realizado na construção de um bloco de aulas térreo e mais 2 (dois) pavimentos na Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campus de Três Lagoas-MS, cuja área total construída é de 3.231,10 m<sup>2</sup>, conforme material Memorial Arquitetônico fornecido pela Coordenadoria de Projetos, Obra e Sustentabilidade – CPO / PROAD.

Essa edificação foi executada com fundação profunda do tipo Estaca Strauss, escavada por meio de trado mecânico, com 25 cm de diâmetro, sendo: 17 (dezesete) estacas assentadas a uma profundidade de 7 m e 195 (cento e noventa e cinco) a 16 m, totalizando o emprego de 212 estacas (Figura 10 ).

**Figura 10** – Quantitativo de Estacas.

Estacas Escavadas Mecanicamente (Ø 25 cm)				
Indicação	Profundidade (m)	Capac. Carga (tf)	Quantidade (un)	Comprimento Total (m)
○	16	23.1	195	3120
⊗	7	3.6	17	119

**Fonte:** Projeto de Fundações (UFMS, 2021).

Para tal estudo, foram utilizados métodos semiempíricos de dimensionamento de fundações profundas, para que fosse possível determinar qual melhor tipo de fundação a ser empregado na edificação.

### 5.1. Localização

O estudo de caso, conforme mencionado anteriormente, foi realizado na cidade de Três Lagoas, Mato Grosso do Sul. A figura a seguir retrata sua localização no mapa do Brasil

**Figura 11** – Localização da cidade de Três Lagoas, MS.



Fonte: Google Earth.

O município de Três Lagoas - MS está localizado na bacia sedimentar do Paraná. Geologicamente a bacia do Paraná é composta principalmente por depósitos do Grupo Bauru, sendo constituído pelas rochas das Formações Santo Anastácio, Adamantina e Marília, sendo a primeira de maior predominância (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais do Governo Federal).

Seplan (1990) aponta ainda que o clima predominante do município de Três Lagoas é úmido e sub-úmido. O clima úmido apresenta índice efetivo de umidade com valores anuais variando de 40 a 60%. A precipitação pluviométrica anual varia entre 1750 a 2000 mm anuais, excedente hídrico anual de 1200 a 1400 mm durante 07 a 08 meses e deficiência hídrica de 200 a 350 mm durante 03 meses. Já o clima sub-úmido apresenta índice efetivo de umidade com valores anuais variando de 0 a 20. A precipitação pluviométrica anual varia entre 1200 a 1500 mm, apresenta um excedente hídrico anual de 400 a 800 mm durante 03 a 04 meses e deficiência hídrica de 500 a 650 mm durante 5 meses (Classificação Climática, USP).

A vegetação original ou remanescente desta região é Savana (cerrado), distribuídas em Arbórea Densa e Arbórea Aberta. A vegetação arbórea densa é de formação campestre com estrato de árvores baixas, xeromórficas de esgalhamento

profundo, providas de grandes folhas coriáceas, perenes e casca corticosa. A vegetação arbórea aberta são savanas ou campo cerrado e sua principal característica é seu contínuo estrato de graminóide que reveste o solo e que seca durante o período de estiagem (SEPLAN, 1990).

Seplan (1990) define ainda que os solos que compõem o município de Três Lagoas são com texturas médias, relevo normalmente plano e suave ondulado, com baixas reservas de nutrientes, apresentando risco de deficiência hídrica para o uso com a agricultura. O solo que apresenta maior predominância é o Latossolo Vermelho Escuro, composto por solos minerais, e caracterizam-se por apresentar um horizonte B latossólico (Bt). Em geral são profundos e muito profundos, bem e acentuadamente drenados, friáveis e bastante porosos, ocorrendo ainda, áreas de solos Podzólico Vermelho - Escuro (SEPLAN, 1990).

Na Figura 12, verifica-se por meio de imagens do Google Earth, a localização do Campus UFMS de Três Lagoas.

**Figura 12** – Localização da obra.



Fonte: Google Earth.

**Figura 13:** Localização da UMFS Unidade II.



Fonte: Google Earth.

Sendo assim, para que fosse possível caracterizar o solo de maneira adequada para a execução assertiva da obra, realizou-se a sondagem do solo.

## **5.2. Sondagem do Solo**

A empresa G&D Engenharia Ambiental e Civil optou por escolher o SPT para realizar o reconhecimento do solo. Para tal, utilizou-se de um trado concha para que fosse feito um furo no solo até a profundidade de 1 metro, a qual pode dar início ao teste penetrométrico, que consiste na cravação vertical no solo, de um cilindro amostrador padrão (barrilete), através de golpes de um martelo com massa padronizada de 65 Kg, o qual é solto em queda livre a uma altura de 75 cm.

O item 4.4.3 desse trabalho descreve minuciosamente o procedimento de tal operação. Sendo assim, para que fosse realizado tal estudo, a empresa contratante, FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL, solicitou a execução de 8 furos, os quais podem ser vistos nas Figuras 14 e 15.

**Figura 14 – Pontos de Sondagem**



**Fonte:** Relatório do Ensaio de Sondagem da G&D Engenharia Ambiental e Civil.

**Figura 15 – Pontos de Sondagem**



**Fonte:** Relatório do Ensaio de Sondagem da G&D Engenharia Ambiental e Civil.

Apesar de se tratar de uma obra realizada onde estão demarcados os pontos SP5, SP6, SP07 e SP08, Figura 15, realizaram-se furos em outras regiões do Campus, pois a obra constitui além da Construção do Bloco 09, a construção da Guarita também.

**Figura 16-** Placa de Início de Obra.



Fonte: Autoria própria.

As Figuras 17, 18 e 19 retratam a execução em campo para a realização do ensaio SPT.

**Figura 17 –** Ensaio SPT – Parte 01.



Fonte: Autoria própria.

**Figura 18** – Ensaio SPT – Parte 02.



**Fonte:** Autoria própria.

**Figura 19** - Ensaio SPT – Parte 03.



**Fonte:** Autoria própria.

A sondagem realizada nos 8 (oito) pontos forneceram os resultados apontados na Figura 20 .

**Figura 20** – Resultado do ensaio de sondagem do solo com Coordenadas 22S.

Data de Execução	Nomenclatura do Ponto	Coordenadas UTM N	Coordenadas UTM E	Altitude	Profundidade	Nível D'água
24/09/2019	SPT 01	7 701 709 m	430 681 m	325 m	14,23 m	Não encontrado
24/09/2019	SPT 02	7 701 711 m	430 697 m	325 m	15,06 m	Não encontrado
25/09/2019	SPT 03	7 701 701 m	430 687 m	325 m	14,25 m	Não encontrado
27/09/2019	SPT 04	7 701 462 m	430 628 m	322 m	18,25 m	Não encontrado
26/09/2019	SPT 05	7 701 428 m	430 671 m	322 m	19,09 m	Não encontrado
25/09/2019	SPT 06	7 701 432 m	430 682 m	322 m	20,06 m	Não encontrado
28/09/2019	SPT 07	7 701 428 m	430 696 m	322 m	19,06 m	Não encontrado
28/09/2019	SPT 08	7 701 437 m	430 706 m	322 m	18,20 m	Não encontrado

**Fonte:** Relatório do Ensaio de Sondagem da G&D  
Engenharia Ambiental e Civil.

Dessa forma, com o ensaio SPT, foi possível determinar então que a melhor opção de fundação seria a Fundação Profunda, tendo em vista que as profundidades apresentadas foram superiores a 2,0 m e o SPT superior a 8.

O detalhamento de cada ponto de sondagem encontra-se presente no Anexo I, mas em suma, o solo apresentou-se um Solo Arenoso, variando de compacto a muito compacto e de coloração vermelho escuro/vermelho escuro com manchas. A Tabela 01 retrata mais claramente os dados obtidos:

**Quadro 03-** Característica do solo conforme os pontos de Sondagem.

Ponto	Características
SPT 01	Solo arenoso muito compacto de coloração vermelho com manchas.
SPT 02	Solo arenoso muito compacto de coloração vermelho escuro.
SPT 03	Solo arenoso compacto a muito compacto de coloração vermelho escuro.
SPT 04	Solo arenoso muito compacto de coloração vermelho escuro com manchas.
SPT 05	Solo arenoso compacto a muito compacto de coloração vermelho com manchas.
SPT 06	Solo arenoso compacto a muito compacto de coloração vermelho escuro com manchas.
SPT 07	Solo arenoso muito compacto de coloração vermelho escuro com manchas.
SPT 08	Solo arenoso muito compacto de coloração vermelho escuro com manchas.

**Fonte:** Relatório do Ensaio de Sondagem da G&D  
Engenharia Ambiental e Civil.

Portanto, por meio da análise dos perfis de sondagem, dispostos no anexo A, pode-se verificar um padrão na estratigrafia do solo constituído basicamente por camadas de areia de coloração vermelho escuro com algumas manchas. Tais camadas se mostraram muito compactas e o solo apresentou-se impenetrável a uma profundidade média de 17,31 m, conforme apresenta a Tabela 02 .

**Quadro 04 – Pontos de Sondagem.**

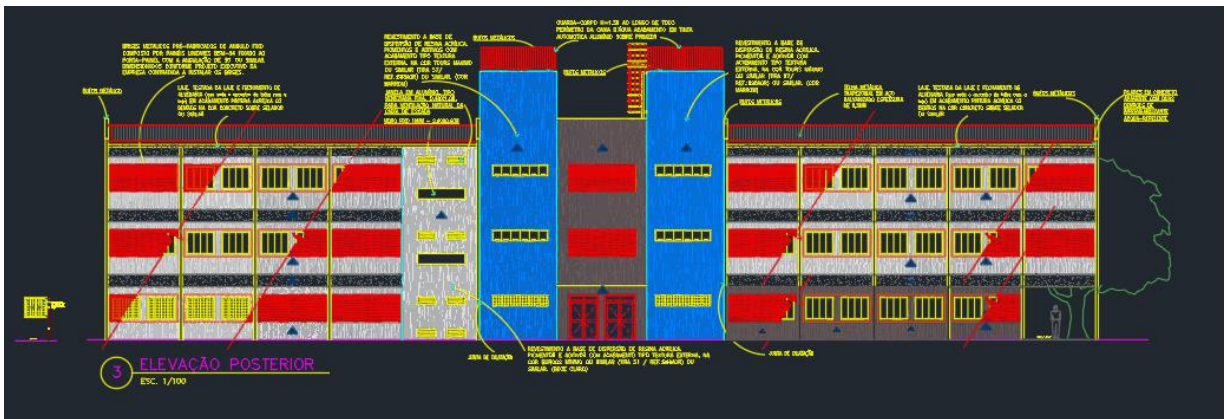
<b>Nomenclatura do Ponto</b>	<b>Profundidade Impenetrável (m)</b>
SPT 01	14,23
SPT 02	15,06
SPT 03	14,25
SPT 04	18,25
SPT 05	19,09
SPT 06	20,06
SPT 07	19,06
SPT 08	18,20
Média	17,31m

**Fonte:** Relatório do Ensaio de Sondagem da G&D Engenharia Ambiental e Civil.

Além disso, outro ponto importante observado é a inexistência do nível de água em toda perfuração, o que proporciona maior resistência ao solo. Sendo assim, para verificar se o número de pontos de sondagem a ser realizado foi suficiente, utilizou-se da NBR 8036/1983, a qual afirma que as sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m<sup>2</sup> de área em projeção em planta do edifício, até 1200 m<sup>2</sup> de área. Mas a norma também fala que, em quaisquer circunstâncias, o número mínimo de sondagens deve ser de dois para área até 200 m<sup>2</sup>, e três para área maior que 200m<sup>2</sup> até 400m<sup>2</sup>. Sendo assim, o número de furos de sondagens realizadas foi suficiente.

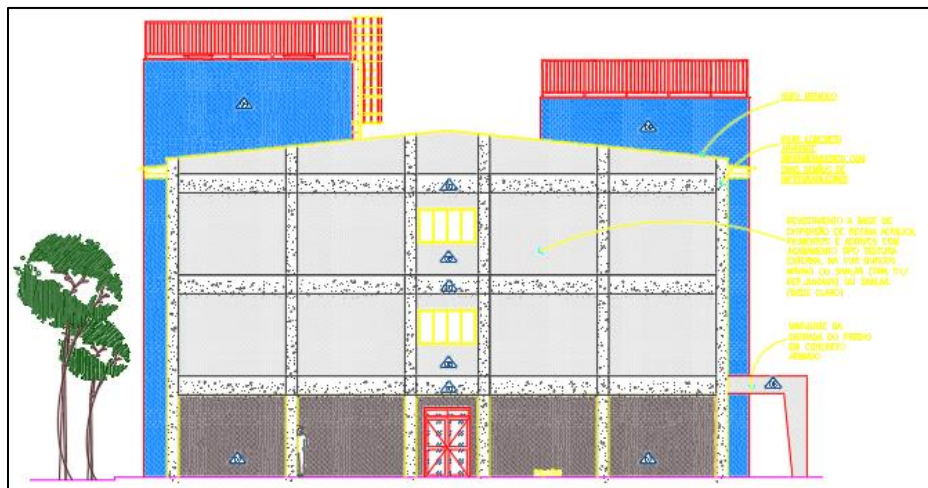
A Figura 21 representa a fachada do edifício a ser construído.

Figura 21 – Fachada do Prédio a ser construído.



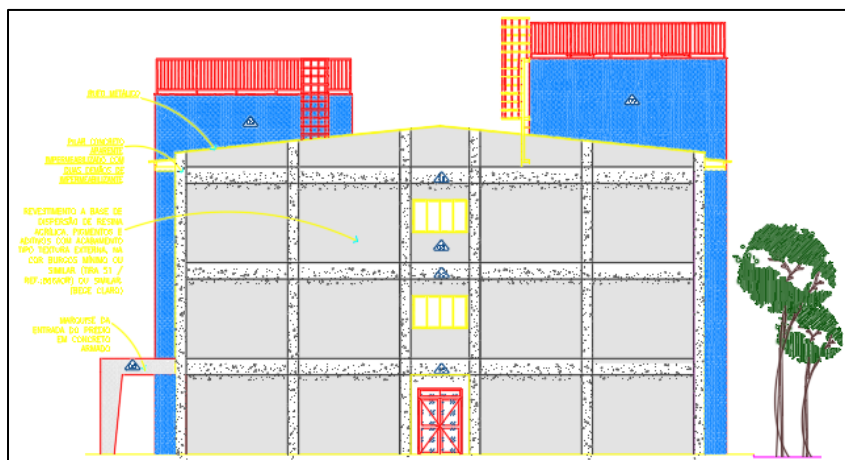
Fonte: UFMS.

Figura 22 – Elevação Lateral Esquerda.



Fonte: UFMS.

Figura 23 – Elevação Lateral Direita.



Fonte: UFMS.

### 5.3. Métodos semiempíricos para o dimensionamento de fundações profundas

De acordo com a NBR 6122/2022, pode-se dizer que a capacidade de carga de uma fundação profunda se refere à força aplicada que não gera nenhum inconveniente a construção, de modo a garantir a segurança contra a ruptura do solo e/ou da fundação. Ademais, a mesma NBR 6122/2022 caracteriza como método semiempírico, aquele em que se podem determinar as propriedades dos materiais, as quais são estimadas por meio de correlações e são também utilizadas teorias adaptadas da Mecânica dos Solos. Os dois principais métodos semiempíricos para fundações em estacas são: Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978).

#### 5.3.1. Método Estatístico de Aoki Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi o primeiro método brasileiro proposto para a estimativa da capacidade de carga de estacas. Ele foi apresentado durante o 5º Congresso Pan-Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações realizado em Buenos Aires, Argentina.

Para que pudesse ser elaborado, Aoki e Velloso utilizaram de resultados obtidos em ensaios de penetração do solo. Sendo assim, toma-se como base que o fuste da estaca perfura várias camadas ( $n$ ) de solo. Portanto, a capacidade de carga é dada como a soma das parcelas provenientes da resistência lateral da estaca ( $Q_L$ ), bem como da resistência de ponta ( $Q_P$ ). Sendo assim, a capacidade de carga de ruptura ( $Q_R$ ) é determinada pela Equação 04.

$$Q_P = q_P \times A_P \quad (\text{Equação 02})$$

$$Q_{L,i} = U \times \sum_l^n q_{L,i} \times \Delta L_i \quad (\text{Equação 03})$$

$$Q_R = Q_L + Q_P \quad (\text{Equação 04})$$

Em que:

$Q_R$ : carga de ruptura;

$Q_L$ : carga de atrito lateral no fuste da estaca, na ruptura;

$Q_P$ : carga de ponta da estaca, na ruptura;

$U$ : perímetro da estaca;

$\Delta L_i$ : espessura que a camada de solo “i” envolve a estaca;

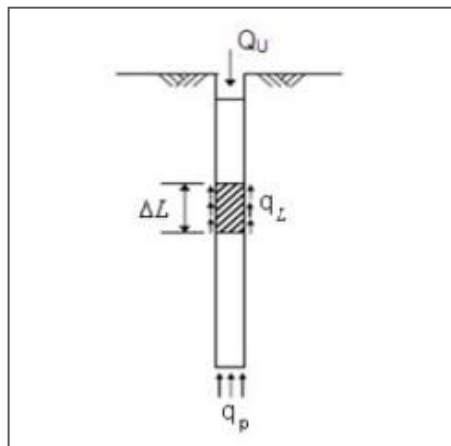
$q_{L,i}$ : resistência de atrito lateral ao longo do fuste da estaca na camada de solo "i";

$q_p$ : resistência de ponta das estacas, e

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

A Figura 24 apresenta a distribuição das tensões ao longo da estaca.

**Figura 24** - Distribuição das tensões ao longo da estaca.



Fonte: Aoki e Velloso (1975).

As Equações 05 e 06 determinam, respectivamente, a resistência de ponta as estaca e a resistência de atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (\text{Equação 05})$$

$$q_L = \frac{f_c}{F_2} \quad (\text{Equação 06})$$

Em que:

$q_c$ : resistência de ponta obtida no ensaio CPT (*cone penetration test*);

$f_c$ : resistência de atrito lateral obtida no ensaio CPT;

$F_1$ : valor do fator de escala da ponta da estaca (Tabela 01), e

$F_2$ : valor do fator de escala do fuste da estaca (Tabela 01).

**Tabela 01** - Valores dos fatores de escala  $F_1$  e  $F_2$ .

Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-fabricada de concreto	$1 + \frac{D (cm)}{80}$	$2.F_1$

**Tabela 01** - Valores dos fatores de escala  $F_1$  e  $F_2$ . (cont.).

Escavada	Pequeno diâmetro ( $D \leq 50$ cm)	3,0	6,0
	Grande diâmetro ( $D > 50$ cm)	3,5	7,0
Hélice contínua		3,0	3,8
Raíz		2,2	2,4

**Fonte:** Modificado de Aoki e Velloso (1975).

O Estudo de Caso não disponha de resultados do ensaio CPT, portanto, foram utilizados valores de  $N$  obtidos na sondagem SPT, convertendo os valores de  $N$  em valores de  $q_c$ , de acordo com as Equações 05, 06 e 07:

$$q_c = K \times N \quad (\text{Equação 05})$$

$$q_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (\text{Equação 06})$$

$$q_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad (\text{Equação 07})$$

Em que:

$N_p$ : valor de  $N$  da sondagem SPT na ponta da estaca, e

$N_L$ : Valor médio de  $N$  da sondagem SPT da camada de solo "i".

$K$ : constante que depende do tipo de solo usada para converter  $N$  em  $q_c$  (Tabela 02 ), e

$\alpha$ : constante que depende do tipo de solo usada para converter  $q_c$  em  $q_L$  (Tabela 02 ).

**Tabela 02** - Valores de  $K$  e  $\alpha$  conforme o tipo de solo.

Tipo de Solo	K (kpa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltora	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8

**Tabela 02** - Valores de K e  $\alpha$  conforme o tipo de solo. (cont.)

Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,25	3,0
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

**Fonte:** Modificado de Aoki e Velloso (1975).

Portanto, a carga de ruptura ou capacidade de carga é determinada pela Equação 08:

$$Q_R = \left( \frac{K \times N_p}{F_1} \right) \times A_p + \frac{U}{F_2} \times \sum_l^n (\alpha_i \times K_i \times N_{L,i} \times \Delta L_i) \quad (\text{Equação 08})$$

Em que:

$N_p$ : valor de N da sondagem SPT na ponta da estaca;

$N_{L,i}$ : Valor médio de N da sondagem SPT da camada de solo "i";

$\alpha$ : constante que depende do tipo de solo usada para converter  $q_c$  em  $q_L$ ;

$K_i$ : constante que depende do tipo de solo usada para converter N em  $q_c$  na camada de solo "i";

U: perímetro da estaca;

$\Delta L_i$ : espessura que a camada de solo "i" envolve a estaca;

$F_1$ : valor do fator de escala da ponta da estaca;

$F_2$ : valor do fator de escala do fuste da estaca;

A determinação da carga admissível de uma estaca é feita de duas maneiras, conforme o processo de instalação da estaca no solo, ou seja: estacas de deslocamento e estacas escavadas.

Para estacas de deslocamento, tem-se a Equação 09:

$$\bar{P} \leq \frac{Q_R}{2} \quad (\text{Equação 09})$$

Para estacas escavadas, tem-se a Equação 10:

$$\bar{P} \leq \begin{cases} \frac{Q_R}{2} \\ \frac{\sum_{i=1}^1 Q_{L,i}}{0,8} \end{cases} \quad (\text{Equação 10})$$

### 5.3.2. Método de Décourt e Quaresma (1978)

O método de Décourt e Quaresma (1978) foi desenvolvido para estimar a capacidade de carga do solo, de modo que tais informações sejam obtidas através de ensaios SPT. Inicialmente, o método era utilizado apenas para as estacas pré-moldadas de concreto, porém, posteriormente, abrangeu outros tipos, tais como estacas escavadas, estacas metálicas, hélice contínua, entre outras (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Sendo assim, para se obter o valor da resistência de ponta em kPa, os autores sugerem a Equação 11 a seguir.

$$q_p = \alpha \times K \times N_p \quad (\text{Equação 11})$$

O coeficiente K e  $\alpha$  dependem do tipo de solo, conforme visto na Tabela 03 e 04 respectivamente:

**Tabela 03** - Valores atribuídos à variável K empregada no método de Decourt e Quaresma (Schnaid, 2000).

Tipo de Solo	K (kPa)
Argilas	120
Siltes Argilosos	200
Siltes Arenosos	250
Areias	400

Fonte: Schaid (2012).

**Tabela 04** - Valores atribuídos ao coeficiente  $\alpha$  empregado no método de Decourt e Quaresma(1978) em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Intermediários	1,0	0,60	0,60	0,30	0,6	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,5	1,0

Fonte: Schaid (2012).

**Tabela 05** – Valores atribuídos ao coeficiente beta empregado no método de Decourt e Quaresma(1978) em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,50	3,0
Solos Intermediários	1,0	0,65	0,75	1,0	1,50	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,50	3,0

Fonte: Schaid (2012).

Portanto, determinada a capacidade de carga da estaca, a sua carga admissível ( $\bar{P}$ ) é determinada com a Equação 12 ou Equação 13, a depender do tipo de estaca escolhida:

a) Estacas Franki, pré-moldadas ou metálicas:

$$\bar{P} \leq \begin{cases} \frac{P_R}{2,0} \\ P_{estrutural} \end{cases} \quad (\text{Equação 12})$$

b) Para estacas escavadas com a ponta em solo:

$$\bar{P} \leq \begin{cases} \frac{P_R}{3,0} \\ \frac{P_R}{0,8} \\ P_{estrutural} \end{cases} \quad (\text{Equação 13})$$

Em que  $P_{estrutural}$  representa a carga admissível estrutural da estaca.

#### 5.4. Escolha do tipo de fundação

Conforme dito anteriormente, por meio do ensaio SPT, foi possível determinar que a melhor opção de fundação fosse à fundação profunda, tendo em vista que as profundidades atingidas durante as sondagens apresentadas foram superiores a 2,0 m e o SPT superior a 8, ou seja, pode-se notar que o solo tem alta resistência em grandes profundidades.

Ademais, como o ensaio SPT não apresentou nível d'água no terreno e, somado ao dito acima, torna-se uma situação mais favorável para que seja executada a estaca escavada, uma vez que o fuste se manterá intacto, de modo a facilitar o processo de concretagem.

Dentre todas as possibilidades de estacas escavadas, optou-se pela execução das estacas escavadas mecanicamente, uma vez que essa técnica apresenta grande versatilidade e facilidade, não gera vibrações no terreno, permite que seja realizada uma amostragem do solo escavado e ainda apresenta um custo inferior ao processo das estacas tipo hélice contínua (UFC, 2018).

A Figura 25 relaciona as cargas máximas suportadas por cada pilar da estrutura.

**Figura 25** – Cargas por Pilar (P1 ao P39).

Pilar				
Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (tf)
P1	14x40	2024.00	2288.50	31.8
P2	15x40	2424.00	2288.50	45.8
P3	14x40	2924.50	2288.50	42.8
P4	15x40	3324.50	2288.50	33.3
P5	14x40	3341.00	2288.50	12.5
P6	12x35	3741.50	2291.00	14.8
P7	17x40	8.50	2210.00	15.4
P8	17x40	407.50	2210.00	41.7
P9	17x40	807.50	2210.00	46.5
P10	17x40	1207.50	2210.00	47.5
P11	17x40	1607.50	2210.00	50.0
P12	15x40	2007.50	2210.00	12.0
P13	17x40	4141.50	2210.00	49.5
P14	17x40	4541.50	2210.00	47.7
P15	17x40	4941.50	2210.00	50.8
P16	17x40	5340.50	2210.00	17.3
P17	14x40	3341.00	2122.50	14.9
P18	14x40	3741.50	2122.50	25.3
P19	15x45	2007.50	1932.50	24.5
P20	15x45	2024.50	1932.50	37.8
P21	15x45	2424.50	1932.50	54.0
P22	15x45	2924.50	1932.50	54.4
P23	15x45	3324.50	1932.50	36.6
P24	15x40	7.50	1797.50	22.3
P25	14x35	407.50	1797.50	20.4
P26	14x40	3341.00	1812.50	27.5
P27	14x45	3741.50	1810.00	42.8
P28	15x40	5341.50	1797.50	25.3
P29	15x40	2024.50	1608.50	27.8
P30	14x45	2274.50	1609.00	31.0
P31	15x45	2424.50	1609.00	43.0
P32	15x45	2924.50	1609.00	45.2
P33	14x45	3124.75	1592.50	29.2
P34	14x40	3325.00	1608.50	24.8
P35	15x40	7.50	1385.00	21.3
P36	18x40	409.00	1385.00	51.4
P37	18x40	807.50	1385.00	56.4
P38	18x40	1207.50	1385.00	56.8
P39	18x40	1607.50	1385.00	60.0

Fonte: Projeto de Fundação, UFMS, 2018, Folha 01/52.

**Figura 26** – Cargas por Pilar (P40 ao P78).

Pilar				
	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (#)
P40	15x40	2007.50	1385.00	25.3
P41	15x40	2024.50	1385.00	19.9
P42	17x40	2423.50	1385.00	34.6
P43	17x40	2925.50	1385.00	35.0
P44	15x40	3324.50	1385.00	18.2
P45	15x40	3341.55	1385.00	24.3
P46	18x40	3743.00	1385.00	38.9
P47	18x40	4141.50	1385.00	58.8
P48	18x40	4541.50	1385.00	57.3
P49	18x40	4941.50	1385.00	60.9
P50	15x40	5341.50	1385.00	23.6
P51	15x40	7.50	1120.00	21.3
P52	18x40	409.00	1120.00	51.3
P53	18x40	807.50	1120.00	58.3
P54	18x40	1207.50	1120.00	60.0
P55	18x40	1607.50	1120.00	58.4
P56	15x40	2007.50	1120.00	21.5
P57	15x40	2024.50	1120.00	25.4
P58	17x40	2423.50	1120.00	32.8
P59	17x40	2925.50	1120.00	32.7
P60	14x35	3113.00	1107.50	24.5
P61	15x40	3324.50	1120.00	16.2
P62	15x40	3341.55	1120.00	20.2
P63	18x40	3743.00	1120.00	62.3
P64	18x40	4141.50	1120.00	59.4
P65	18x40	4541.50	1120.00	59.9
P66	18x40	4941.50	1120.00	61.1
P67	15x40	5341.50	1120.00	23.9
P68	14x40	2424.50	903.50	36.7
P69	15x45	2941.00	917.50	41.6
P70	14x35	3113.00	917.50	23.5
P71	15x40	7.50	707.50	22.3
P72	14x35	407.50	707.50	20.5
P73	15x45	2007.50	700.00	26.1
P74	14x45	2024.00	700.00	36.5
P75	14x45	2424.50	700.00	39.0
P76	12x35	3124.50	734.00	14.2
P77	14x45	3325.00	739.00	25.9
P78	15x45	3341.50	739.00	24.1

Fonte: Projeto de Fundação, UFMS, 2018, Folha 01/52.

**Figura 27 – Cargas por Pilar (P79 ao P117).**

Pilar				
	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (tf)
P79	15x40	5341.50	707.50	24.9
P80	15x45	2924.50	637.50	46.8
P81	14x35	2024.00	390.00	18.4
P82	14x35	2424.50	390.00	30.2
P83	17x40	8.50	295.00	15.5
P84	17x40	407.50	295.00	42.1
P85	17x40	807.50	295.00	45.8
P86	17x40	1207.50	295.00	47.0
P87	17x40	1607.50	295.00	49.9
P88	15x40	2007.50	295.00	17.3
P89	14x50	2924.50	307.50	39.9
P90	14x35	3314.50	307.50	19.6
P91	17x40	3342.50	295.00	16.8
P92	17x40	3741.50	295.00	50.0
P93	17x40	4141.50	295.00	46.6
P94	17x40	4541.50	295.00	46.6
P95	17x40	4941.50	295.00	49.7
P96	17x40	5340.50	295.00	17.2
P97	14x35	2024.00	219.00	16.4
P98	14x35	2424.50	219.00	21.5
P99	L 50x50x15x15	1824.50	7.50	7.0
P100	L 50x50x15x15	2924.50	7.50	7.0
P101	15x15	807.50	1797.50	3.1
P102	15x15	1207.50	1797.50	3.1
P103	15x15	1607.50	1797.50	3.3
P104	15x15	4141.50	1797.50	3.3
P105	15x15	4541.50	1797.50	3.3
P106	15x15	4941.50	1797.50	3.3
P107	20x20	688.55	991.50	0.8
P108	20x20	1610.00	912.50	2.6
P109	20x20	688.55	719.00	0.8
P110	15x15	1207.50	707.50	0.9
P111	15x15	3741.50	707.50	3.3
P112	15x15	4141.50	707.50	3.3
P113	15x15	4541.50	707.50	3.3
P114	15x15	4941.50	707.50	3.3
P115	20x20	628.55	446.50	0.0
P116	20x20	688.55	446.50	1.9
P117	15x15	2974.50	480.00	1.7

Fonte: Projeto de Fundação, UFMS, 2018, Folha 01/52.

Sendo assim, a média das forças atuantes nos pilares é de 29,96 tf, a mediana é de 25,90 tf e o desvio padrão encontrado é de 18,14 tf. A Tabela 06 ilustra essas informações.

**Tabela 06 – Resumo das Cargas Máximas.**

Média (tf)	Mediana (tf)	Desvio Padrão (tf)
29,96	25,9	18,14

Fonte: Autoria própria.

Ademais, o valor da capacidade de carga utilizado no dimensionamento das estacas foi estimado pelos métodos semiempíricos anteriormente, ou seja, por meio dos métodos de: (1) Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) Nestes cálculos, foram adotadas estacas hélice contínua com 25 cm de diâmetro.

A partir da interpretação dos perfis obtidos das sondagens à percussão, a empresa Espectro Engenharia LTDA optou pela utilização de fundação profunda: estacas escavadas mecanicamente com diâmetro de 25 cm.

**Figura 28** – Início Processo de execução da fundação profunda.



**Fonte:** Autoria própria.

**Figura 29** – Processo de execução da fundação profunda.



**Fonte:** Autoria própria.

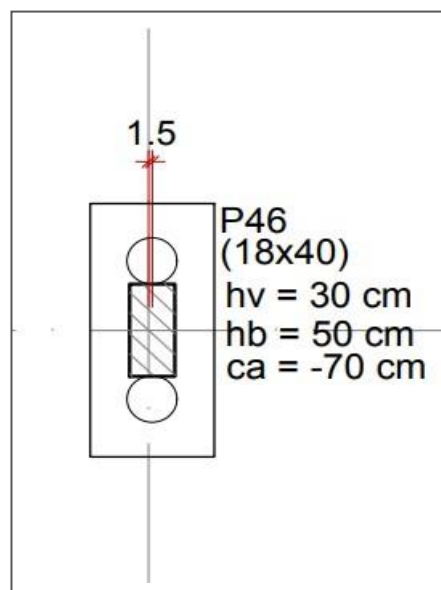
Levou-se em consideração no processo da escolha da disposição da fundação, a classificação das camadas de solo, o nível de água no terreno, a resistência à penetração “N”, o nível do terreno, a magnitude das cargas dos pilares e a influência das obras circunvizinhas.

Tendo em vista que a execução da obra se deu no meio do terreno sem limitações de divisa, não foi necessário lançar mão de blocos alavancados com vigas de equilíbrio.

**Figura 30** – Limite do Terreno.

**Fonte:** Autoria própria.

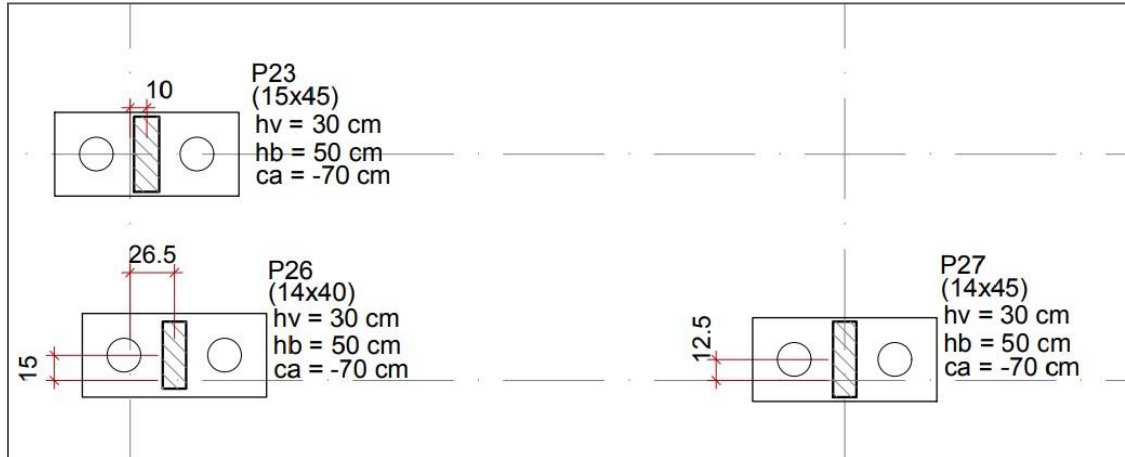
Veloso (2009) comenta que a distribuição das estacas deve ser feita sempre que possível, no sentido da maior dimensão do pilar. Analisando as premissas adotadas em projeto, o item foi atendido em alguns casos, como por exemplo, no Pilar 46, conforme observa na Figura 31.

**Figura 31** – Pilar 46.

**Fonte:** Projeto de Fundação,  
UFMS, 2018, Folha 01/52.

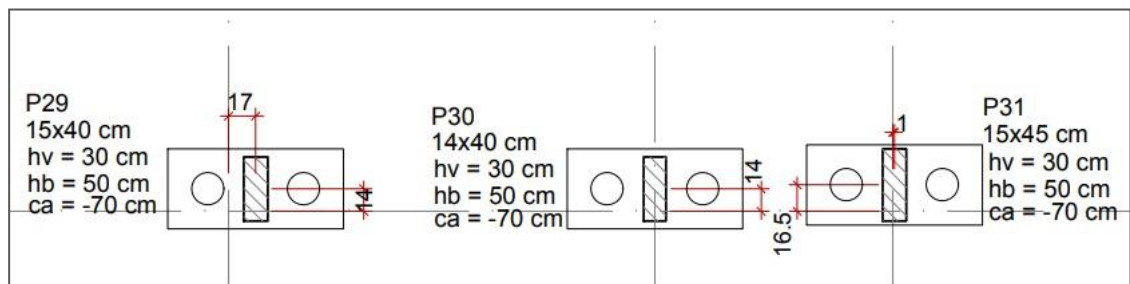
Entretanto, nota-se que a premissa não foi atendida em inúmeros casos, como no estaqueamento dos pilares: (1) P23, P26 e P27 (Figura 32); (2) P29, P30 e P31 (Figura 33 ), P2 e P3 (Figura 34 ) e, P18 (Figura 35 ).

**Figura 32-** Pilar 23, 26 e 27.



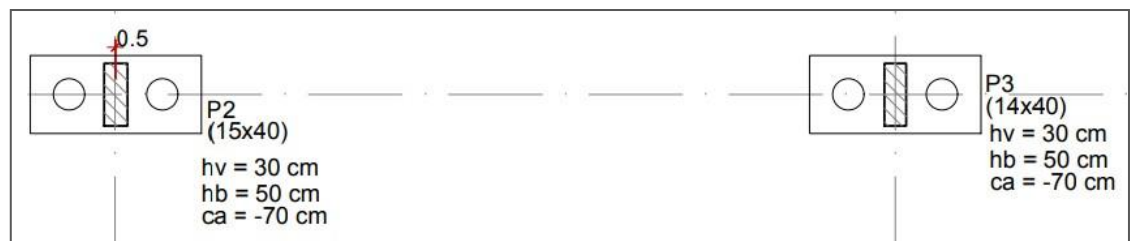
**Fonte:** Projeto de Fundação, UFMS, 2018, Folha 01/52.

**Figura 33-** Pilar 29, 30 e 31.



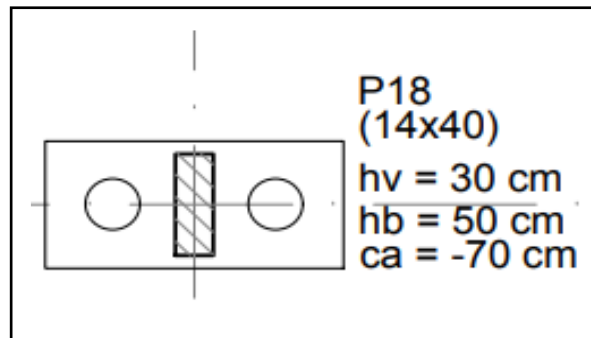
**Fonte:** Projeto de Fundação, UFMS, 2018, Folha 01/52.

**Figura 34-** Pilar 2 e 3.



**Fonte:** Projeto de Fundação, UFMS, 2018, Folha 01/52.

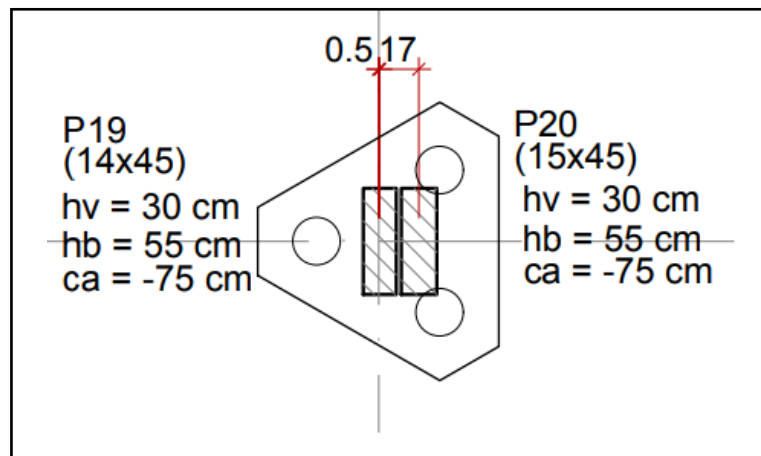
**Figura 35-** Pilar 18.



**Fonte:** Projeto de Fundação, UFMS, 2018, Folha 01/52.

Para blocos que abrangem mais de um pilar, Veloso afirma ainda que o “Centro de Carga” deve coincidir com o centro de gravidade das estacas, assim como pode ser verificado no Pilar 20 (Figura 36).




**Figura 36-** Pilar 19 e 20.



**Fonte:** Projeto de Fundação, UFMS, 2018, Folha 01/52.

Outro item citado por Alonso (2019) diz respeito a, sempre que possível, realizar o estaqueamento de maneira independente para cada pilar e, caso seja necessário realizar blocos contínuos, que eles não apresentem grandes extensões. Sendo assim, analisando a planta de pilares com suas respectivas cargas pode-se dizer que tal princípio foi devidamente atendido e as quantidades de estacas utilizadas em cada bloco constam na Figura 37.

**Figura 37** – Quantitativo de blocos e estacas.

Blocos		
Indicação	N° de Estacas	Quantidade (un)
	1	38
	2	36
	3	34

**Fonte:** Projeto UFMS, 2018, Folha 01/52.

Analisando o quadro resumo, executou-se 38 (trinta e oito) blocos quadrados com uma estaca cada, conforme se observa na Figura 38.

**Figura 38-** Blocos Quadrados.

**Fonte:** Autoria própria.

Além dos blocos quadrados, foram executados 36 (trinta e seis) blocos retangulares com 2 (duas) estacas, conforme se apresenta na Figura 39.

**Figura 39-** Blocos Retangulares.



**Fonte:** Autoria própria.

Por fim, executaram-se também 34 (trinta e quatro) blocos com 3 (três) estacas, conforme se apresenta na Figura 40.

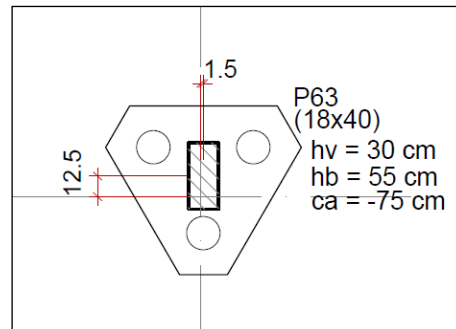
**Figura 40-** Blocos com 3 estacas.



**Fonte:** Autoria própria.

O critério para a escolha do número de estacas sob cada pilar se baseou nos valores de momento fletor, ao qual o pilar será submetido, ou seja, quanto maior o momento, um maior número de estacas se faz necessário ser utilizadas. Por exemplo, o pilar P63, que recebeu a maior força axial atuante 62,3 tf, demandou a necessidade de 3 (três) estacas para suportar o carregamento (Figura 41).

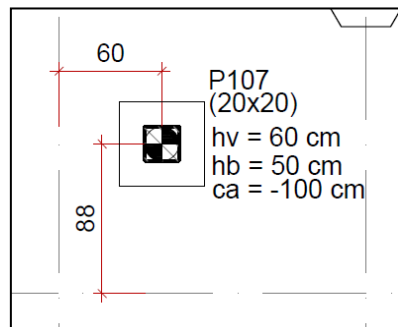
**Figura 41-** Pilar 63.



**Fonte:** Projeto UFMS, 2018, Folha 01/52.

Já o pilar P107, o qual recebe 0,8 tf, uma das menores forças axiais do projeto, necessitará de apenas 1 (uma) estaca para suportar a referida solicitação (Figura 42).

**Figura 42 –** Pilar 107.



**Fonte:** Projeto UFMS, 2018, Folha 01/52.

Independentemente da quantidade de estacas, o concreto utilizado para a execução de todos os blocos foi o C20, o qual nos permite alguns questionamentos e abordagens para um próximo estudo, pois analisando a Tabela de Classes de Agressividade Ambiental, situação ao qual o concreto estará submetido, tem-se que, no caso da obra realizada em Três Lagoas/MS, a agressividade submetida seria moderada, ou seja, Classe II (NBR 6118/2014), uma vez que a Universidade Federal do Mato Grosso do Sul encontra-se em área urbana e muito urbanizada (Figura 43).

**Figura 43** – Tabela de Classes de Agressividade Ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT (2014).

Logo, pela NBR 6118/2014, tem-se então que a classe de resistência mínima do concreto para uma agressividade Tipo II deveria ser pelo menos C25 (Figura 44 ), diferente do que foi utilizado em obra.

**Figura 44** – Resistência mínima do concreto perante classe de agressividade.

Concreto	Classe de agressividade (ver tabela 2.3.2)				
	Tipo	I	II	III	IV
relação água-cimento máxima (em massa)	CA	0,65	0,60	0,55	0,45
	CP	0,60	0,55	0,50	0,45
classe de resistência mínima	CA	C20	C25	C30	C40
	CP	C25	C30	C35	C40
Consumo mínimo de cimento kg/m <sup>3</sup> , segundo a NBR-12655		260	280	320	360
CA: elementos estruturais de concreto armado					
CP: elementos estruturais de concreto protendido					

Fonte: ABNT (2014).

Dessa forma, é provável que, futuramente, a estrutura venha a apresentar trincas e fissuras (THOMAZ, 2020), uma vez que o fck do concreto utilizado foi inferior ao valor.

Em relação à profundidade adotada para a fundação, optou-se por apoiar a maioria das estacas, próximas a camada impenetrável do solo. Sendo assim, 92% das



da estaca na camada impenetrável, pois a resistência lateral do solo já supre a resistência ao carregamento axial. Atenção extra se deve destinar a esses pilares quanto à análise de possíveis recalques, uma vez que não estão próximos da camada impenetrável do solo e, principalmente, a capacidade de carga das estacas escavadas mecanicamente com diâmetro de 25mm.

### 5.5. Capacidade de Carga

Entrando no detalhe a nível de resistência de carga, utilizou-se dos Métodos acima explicados do Professor Aoki Velloso e Décourt Quaresma para realizar a comparação da resistência de uma estaca escavada mecanicamente com diâmetro de 25mm em um solo ora Arenoso e Argiloso e ora apenas Arenoso. Sendo assim, realizou-se o estudo para ambos os métodos utilizando os 4 principais pontos de sondagem (SPT 05, SPT 06, SPT 07 e SPT 08) e obteve-se uma média de resistência da estaca para o terreno em questão.

#### 5.5.1 Método Aoki Velloso

Os anexos C, D, E, F contemplam as planilhas de cálculo utilizadas para o cálculo de suporte de carga da estaca. Para nível de entendimento e simplificação, elaborou-se o Quadro 05, o qual relaciona a profundidade do solo com os valores obtidos pelo método em cada ensaio SPT.

**Quadro 05** – Resumo do Método Aoki Velloso.

<b>QUADRO RESUMO - AOKI VELLOSO</b>					
<b>Profund. (m)</b>	<b>Padm(kN) SPT 05</b>	<b>Padm(kN) SPT 06</b>	<b>Padm(kN) SPT 07</b>	<b>Padm(kN) SPT 08</b>	<b>Média (kN)</b>
1	29,453	24,544	24,544	29,453	26,999
2	19,637	24,545	29,454	29,455	25,773
3	14,729	19,638	29,457	24,548	22,093
4	24,549	29,458	29,459	34,368	29,459
5	29,461	34,371	24,554	39,282	31,917
6	39,284	44,195	29,467	44,197	39,286
7	58,929	49,112	49,110	63,843	55,248
8	73,669	114,572	122,752	83,494	98,622

**Quadro 05** – Resumo do Método Aoki Velloso. (cont.)

9	147,315	81,856	155,492	98,241	120,726
10	163,696	106,411	229,149	103,174	150,608
11	188,263	155,518	253,724	108,112	176,404
12	212,835	188,268	221,029	204,678	206,702
13	286,508	221,025	261,973	221,072	247,645
14	343,830	212,877	319,292	262,020	284,505
15	425,714	245,643	319,345	360,255	337,739
16	245,771	286,601	368,499	417,598	329,617

Fonte: Autoria própria.

### 5.5.2 Método Decourt Quaresma

Os anexos G, H, I e J contemplam as planilhas de cálculo utilizadas para o cálculo de suporte de carga da estaca. Para nível de entendimento e simplificação, elaborou-se o Quadro 06, o qual relaciona a profundidade do solo com os valores obtidos pelo método em cada ensaio SPT.

**Quadro 06** – Resumo do Método Decourt Quaresma.

<b>QUADRO RESUMO - DECOURT QUARESMA</b>					
<b>Profund. (m)</b>	<b>Padm(kN) SPT 05</b>	<b>Padm(kN) SPT 06</b>	<b>Padm(kN) SPT 07</b>	<b>Padm (kN) SPT 08</b>	<b>Média (kN)</b>
1	30,396	27,376	28,603	32,851	29,806
2	22,719	26,558	32,033	32,033	28,335
3	18,880	24,355	32,851	29,830	26,479
4	49,087	59,232	61,196	73,958	60,868
5	59,849	71,122	57,541	89,448	69,490
6	81,686	89,666	70,044	106,104	86,875
7	118,530	108,974	107,010	143,793	119,577
8	155,443	138,099	157,080	191,223	160,461
9	196,116	123,186	216,919	235,152	192,843
10	235,619	158,061	317,759	266,299	244,435
11	286,852	224,020	377,427	300,051	297,088
12	353,560	283,005	387,594	353,429	344,397

**Quadro 06** – Resumo do Método Décourt Quaresma. (cont.)

13	487,155	341,232	484,031	405,730	429,537
14	627,991	364,119	605,411	508,873	526,599
15	778,853	437,381	662,680	706,229	646,286
16	572,920	519,508	788,904	853,069	683,600

**Fonte:** Autoria própria.

### 5.5.3 Comparação entre métodos

Comparando, portanto, os resultados obtidos por ambos os métodos, tem-se o Quadro 7, o qual relaciona a Resistência da estaca conforme a profundidade do solo.

**Quadro 07** – Comparação dos Métodos.

	<b>AOKI</b>	<b>DECOURT</b>
<b>Profund. (m)</b>	<b>Média (kN)</b>	<b>Média (kN)</b>
1	26,999	29,806
2	25,773	28,335
3	22,093	26,479
4	29,459	60,868
5	31,917	69,490
6	39,286	86,875
7	55,248	119,577
8	98,622	160,461
9	120,726	192,843
10	150,608	244,435
11	176,404	297,088
12	206,702	344,397
13	247,645	429,537
14	284,505	526,599
15	337,739	646,286
16	329,617	683,600

**Fonte:** Autoria própria.

Nota-se então que os valores diferem um do outro, uma vez que são métodos diferentes e que levam em consideração propriedades distintas, de modo que não podemos afirmar que determinado método é mais conservador que o outro.

Entretanto, observando os dados obtidos com os valores de Suporte de Carga admitidos em projeto, percebe-se que houve uma margem grande em prol da segurança, de forma que impacte, significativamente, no orçamento da obra.

Realizou-se uma sondagem de orçamento com o Setor de Suprimentos da empresa Brio Incorporadora e notou-se que o custo do metro linear de uma estaca escavada varia em torno de R\$ 25,00 a R\$ 55,00 reais. Como forma de simplificar os cálculos, adotou-se então o valor médio de R\$ 40,00 reais o metro linear de fundação.

Dessa forma então, considerou-se a necessidade de utilização de estacas que tenham, pelo menos, 30 kN e 230 kN de carga admissível, conforme utilizado no canteiro de obra. Portanto, ao utilizar o método do Professor Aoki Velloso, a profundidade de 5,00m seria suficiente para suprir a necessidade de carga de 30kN, não havendo a necessidade de perfurar 7,00m conforme projeto, de modo a proporcionar uma economia de, aproximadamente, R\$ 1.360,00 reais.

**Quadro 08** – Diferença monetária pelo método Aoki para estaca de 30kN.

<b>MÉTODO AOKI</b>				
<b>Estacas de 30 kN</b>				
Profundidade (m)	Quantidade	Valor Médio (R\$)	Valor (R\$)	Diferença (R\$)
5,00	17	R\$ 40,00	R\$ 3.400,00	R\$ 1.360,00
7,00	17	R\$ 40,00	R\$ 4.760,00	

**Fonte:** Autoria própria.

No caso das estacas que suportam até 230 kN, por representarem mais de 90% das estacas utilizadas em projeto, a economia mostra-se maior, uma vez que foi considerado em projeto uma escavação de 16,00m, enquanto o método do Professor Aoki Velloso mostra que a profundidade de 13,00m seria suficiente para suprir a necessidade de carga de 230kN.

**Quadro 09** – Diferença monetária pelo método Aoki para estaca de 230kN.

<b>MÉTODO AOKI</b>				
<b>Estacas de 230 kN</b>				
Profundidade (m)	Quantidade	Valor Médio (R\$)	Valor (R\$)	Diferença (R\$)
13	195	R\$ 40,00	R\$ 101.400,00	R\$ 23.400,00
16	195	R\$ 40,00	R\$ 124.800,00	

**Fonte:** Autoria própria.

Ou seja, utilizando o Método do professor Aoki, a UFMS teria economizado, apenas a nível de estaqueamento, o total de R\$ 24.760,00.

Analisando a economia obtida por meio do Método do Professor Decourt Quaresma, observa-se que a profundidade de 4,00m seria suficiente para suprir a necessidade de carga de 30kN, não havendo a necessidade de perfurar 7,00m conforme projeto, de modo a proporcionar uma economia de, aproximadamente, R\$ 2.040,00 reais.

**Quadro 10** – Diferença monetária pelo método Décourt para estaca de 30kN.

<b>MÉTODOS DECOURT</b>				
<b>Estacas de 30 kN</b>				
Profundidade (m)	Quantidade	Valor Médio (R\$)	Valor (R\$)	Diferença (R\$)
4	17	R\$ 40,00	R\$ 2.720,00	R\$ 2.040,00
7	17	R\$ 40,00	R\$ 4.760,00	

**Fonte:** Autoria própria.

No caso das estacas que suportam até 230 kN, por representarem mais de 90% das estacas utilizadas em projeto, a economia mostra-se maior, uma vez que foi considerado em projeto uma escavação de 16,00m, enquanto o método do Professor Décourt Quaresma mostra que a profundidade de 10,00m seria suficiente para suprir a necessidade de carga admitida.

**Quadro 11** – Diferença monetária pelo método Décourt para estaca de 230kN.

<b>MÉTODOS DECOURT</b>				
<b>Estacas de 230 kN</b>				
Profundidade (m)	Quantidade	Valor Médio (R\$)	Valor (R\$)	Diferença (R\$)
10,00	195	R\$ 40,00	R\$ 78.000,00	R\$ 46.800,00
16,00	195	R\$ 40,00	R\$ 124.800,00	

**Fonte:** Autoria própria.

Ou seja, utilizando o Método do professor Decourt Quaresma, a UFMS teria economizado, apenas a nível de estaqueamento, o total de R\$ 48.840,00.

O quadro a seguir resume os apontamos acima demonstrados, de forma a relacionar os métodos e as economias finais a nível de execução de obra.

**Quadro 12** – Comparação monetária entre os métodos.

<b>Comparação Monetária entre os Métodos</b>	
<b>Método</b>	<b>Economia Final</b>
Aoki Veloso	R\$ 24.760,00
Decourt Quaresma	R\$ 48.840,00

**Fonte:** Autoria própria.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A correta escolha do tipo da fundação, seja ela profunda ou rasa, bem como seu dimensionamento coerente se fazem necessários para garantia de segurança da construção civil, de modo a não submeter a estrutura a problemas das mais variadas naturezas.

Sendo assim, com o intuito de garantir que o dimensionamento seja assertivo, se faz necessário a simulação e utilização de diversos métodos Semi Empíricos para avaliar a capacidade de carga de uma estaca, de modo que ela garanta segurança para a estrutura e, ao mesmo tempo, seja economicamente viável a nível de execução.

O primeiro passo para o estudo da fundação foi realizar o conhecimento geotécnico do local onde a obra do Bloco 09 do Campus UFMS, de Três Lagoas, seria executado. Lançou-se mão do ensaio SPT, de modo a possibilitar a caracterização do solo como predominantemente Arenoso, o qual se mostra típico à região de Mato Grosso do Sul. Além disso, pode-se verificar que o solo apresenta alta resistência em grandes profundidades, de forma a se mostrar favorável para utilização de fundações profundas.

Dentre todas as possibilidades de estacas escavadas, optou-se pela execução das estacas escavadas mecanicamente, uma vez que essa técnica apresenta grande versatilidade e facilidade, não gera vibrações no terreno, permite que seja realizada uma amostragem do solo escavado e ainda apresenta um custo inferior ao processo das estacas tipo hélice contínua.

Apesar da escolha da fundação ter sido assertiva, notou-se que a distribuição das estacas não foi feita conforme a maior dimensão do pilar, como exemplo os pilares P23, P26, P27, P29, P30, P31, dentre outros.

Ademais, ao analisar a carga admitida para o estaqueamento, comparou-se a Carga Admissível pelos métodos do Professor Aoki Velloso e Professor Decourt Quaresma, com o valor de Carga Admissível utilizado em projeto. Dessa forma, observou-se que poderia haver uma economia de até R\$ 48.840,00 a nível de estaqueamento. Entretanto, com intuito de garantir a segurança da estrutura, bem como otimizar o processo executivo em campo, adotou-se profundidades de escavação padronizadas, variando apenas entre duas profundidades: 7,00m e 16,00, de modo a gastar mais no processo de execução do projeto.

Por fim, notou-se também o não atendimento a NBR 6118/2014, a qual recomenda que a classe de resistência mínima do concreto para uma agressividade Tipo II deva ser pelo menos C25, diferente da utilizada pelo projetista, o qual optou por C20. Sendo assim, a obra pode ter comprometida sua durabilidade, bem como a resistência perante ações do meio ambiente.

Portanto, considerando os resultados obtidos, sugere-se realizar a comparação econômica entre a fundação escavada e outra fundação profunda, de modo a verificar a possibilidade de maior economia na obra. Outro estudo seria a análise das eventuais patologias sofridas por uma obra que utilize uma resistência mínima do concreto diferente da recomendada.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6023**:Informação e documentação: referências: elaboração. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6024**:Informação e documentação: numeração progressiva das seções de um documento escrito: apresentação. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6027**:Informação e documentação: sumário: apresentação. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6028**:Informação e documentação:resumo: apresentação. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 10520**:Informação e documentação: citações em documentos: apresentações. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 14724**:Informação e documentação: trabalhos acadêmicos: apresentação. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR. 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. 2014. Rio de Janeiro, 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR. 6122. Projeto e execução de fundações**. 2022. Rio de Janeiro, 108p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6484. Solo – sondagem de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio**. 2020. Rio de Janeiro, 28p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR. 6502. Solos e rochas – terminologia**. 2022. Rio de Janeiro, 40p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR. 8036. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - procedimento**. 1983. Rio de Janeiro, 3p.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 3ª edição, São Paulo: Blucher, 2019, 214p.

ANGELO, R. M.. **Análise numérica de uma tubulação enterrada submetida a carregamentos móveis**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Geotecnia. Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016, 166 p.

ARGON PERFURAÇÃO E SONDAGEM. **Sondagem SPT**. 2017. Disponível em: <<http://www.aragonsondagens.com.br>>. Acesso em: 26 out. 2022.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5, 1975, Buenos Aires, Anais..., Buenos Aires, 1975. v. 1. p. 367-376.

AOKI, N. **Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em um ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente**. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP. v. 1, 1997, 111p.

CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. **Capacidade de carga de estacas**. São Carlos, EESC-USP, 1985.

CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. **Projeto de fundações**. São Carlos, EESC-USP, 1984

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation**. Bulletin d'Information n.73. Paris, 1970.

CURI, N. *et al.* **Vocabulário de Ciência do Solo**. Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, Campinas. 1993.

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, 6. Rio de Janeiro, Anais..., Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-53.

DÉCOURT, L. Estacas. In: FALCONI *et al.* (Eds.) **Fundações: teoria e prática**. 3ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, ABMS/ABEF, 2019, p. 263-296.

FALCONI, F. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 3ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, ABMS/ABEF, 2019, 804p.

FRANÇA, J.L. *et al.* **Manual para normalização**. 4.ed. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 1999.

GODOY, N. S. (1983). **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

MATO GROSSO DO SUL. Secretaria de Estado de Planejamento e de Ciência e Tecnologia. **Atlas multirreferencial** - Estado de Mato Grosso do Sul. Campo Grande: SEPLAN, 1990. 25p.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2016, 368p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de campo**. 2ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2012, 224p.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. São Paulo, ABMS, SEFE III, Anais, São Paulo, v.1, 1996, p. 33-50.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. 2ª edição, São Paulo: Oficina de Livros, 2020, 244p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações - Fundações Profundas**. Nova ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 342p. il. Inclui bibliografias

YIN, R. K. **Estudo de caso – planejamento e métodos**. 2ª edição, Porto Alegre: Bookman, 2010, p. 23.

## **ANEXO 01 – Sondagem do Solo**

**ANEXO 02 – Planta de Carga Fundação**