



**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**MURILO DE OLIVEIRA GOMES  
RAIANE DUARTE DE OLIVIERA**

**COMPARATIVO ESTRUTURAL ENTRE O  
DIMENSIONAMENTO DE ESTACA RAIZ OBTIDO POR  
MÉTODO NUMÉRICO E ANALÍTICO**

**PUBLICAÇÃO Nº: 12**

**GOIANÉSIA / GO  
2021**



**MURILO DE OLIVEIRA GOMES  
RAIANE DUARTE DE OLIVEIRA**

**COMPARATIVO ESTRUTURAL ENTRE O  
DIMENSIONAMENTO DE ESTACA RAIZ OBTIDO POR  
MÉTODO NUMÉRICO E ANALÍTICO**

**PUBLICAÇÃO Nº: 12**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACEG.**

**ORIENTADOR: IGOR CÉZAR SILVA BRAGA**

**GOIANÉSIA / GO: 2021**

## FICHA CATALOGRÁFICA

GOMES, MURILO DE OLIVEIRA.  
OLIVERA, RAIANE DUARTE DE.

Comparativo estrutural entre o dimensionamento de estaca raiz obtido por método numérico e analítico 2021 i, 72P, 297 mm (ENC/FACEG, Bacharel, Engenharia Civil, 2021).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

1. Dimensionamento	2. Estacas
3. Fundação	4. Estaca raiz
I. ENC/FACEG	II. Título (Série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GOMES, M. O; OLIVEIRA, R.D. Comparativo estrutural entre o dimensionamento de estaca raiz obtido por método numérico e analítico. TCC, Publicação I 2021/2 Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia - FACEG, Goianésia, GO, 72p. 2021.

## CESSÃO DE DIREITOS

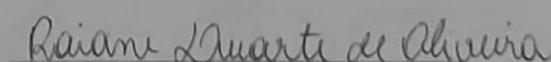
NOME DO AUTOR: Murilo de Oliveira Gomes; Raiane Duarte de Oliveira.

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Comparativo estrutural entre o dimensionamento de estaca raiz obtido por método numérico e analítico .

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2021

É concedida à Faculdade Evangélica de Goianésia - FACEG a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

  
Murilo de Oliveira Gomes  
Rua 15, Nossa Senhora da Penha  
76387-852 – Goianésia/GO – Brasil

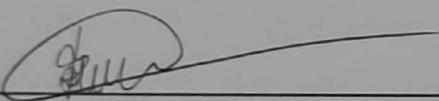
  
Raiane Duarte de Oliveira  
Rua 01, Negrinho Carrilho  
76385-043 – Goianésia/GO - Brasil

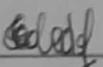
MURILO DE OLIVEIRA GOMES  
RAIANE DUARTE DE OLIVEIRA

COMPARATIVO ESTRUTURAL ENTRE O  
DIMENSIONAMENTO DE ESTACA RAIZ OBTIDO POR  
MÉTODO NUMÉRICO E ANALÍTICO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA FACEG COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.

APROVADO POR:

  
\_\_\_\_\_  
IGOR CÉZAR SILVA BRAGA, Me. (FACEG)  
(ORIENTADOR)

  
\_\_\_\_\_  
EDUARDO MARTINS TOLEDO, Me. (FACEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)

  
\_\_\_\_\_  
RÓBSON DE OLIVEIRA FÉLIX, Me. (FACEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA:GOIANÉSIA/GO, 26 de NOVEMBRO de 2021.

*Dedico este trabalho:*

*à Deus;*

*à minha mãe, Maroni;*

*à meu pai, Rivair;*

*à minha irmã, Gabriela;*

*e à minha namorada,*

*Bianca.*

***Murilo de Oliveira Gomes***

*Dedico este trabalho:*

*à Deus;*

*à minha mãe, Lourdes;*

*à meu pai, José;*

*à minha irmã, Jéssica;*

*e à minha sobrinha, Alice.*

***Raiane Duarte de Oliveira***

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo dom da vida, por tudo o que sou e tudo o que conquisto em minha caminhada, pois sem ele nada faria sentido.

Aos meus pais, por terem me ensinado desde sempre a lutar para conquistar o que desejo independente das dificuldades e pela compreensão da minha ausência enquanto eu me dedicava à realização deste trabalho.

A minha irmã que nunca mediu esforços em me ajudar, sempre me apoiando e estando ao meu lado me ensinando e me guiando.

A minha namorada, pelo apoio e amor em todos os momentos, jamais me deixando cair em momentos de dificuldades.

Aos meus amigos de classe que sempre vou levar em meu coração, pessoas maravilhosas que se doam uns pelos outros e que me apoiaram em muitos momentos, vou sentir saudade dos comentários e das risadas trocados durante este período.

Ao meu orientador Prof. Igor Cezar por sua sabedoria, sensatez e amor, orientando não só minha pesquisa como também minha vida. Obrigado por ser um verdadeiro mestre.

Aos colegas de profissão que sempre me ensinaram e me deram dicas, fazendo assim crescer esse amor por essa linda profissão.

Agradeço também ao Engenheiro Civil Fernando dos Santos Mariano por sua amizade e por abrir muitos caminhos contribuindo muito durante a fase de pesquisas e também na fase profissional.

*Murilo de Oliveira Gomes*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus que sempre me fez fortaleza diante das dificuldades, que houve as minhas preces e cuida tão perfeitamente de mim e de minha família, graças ao Senhor eu tenho evoluído constantemente e alcançado muitas bênçãos. Agradeço a Nossa Senhora Virgem Maria por interceder por mim e por me guiar pelo caminho correto todas as vezes que me senti confusa.

Agradeço a minha família que sempre me incentiva e me apoia a fazer o que eu gosto entregando sempre o meu melhor e priorizando sempre a minha felicidade. A minha mãe Lourdes que sempre foi minha inspiração, minha base e cuida de mim sem medir esforços, ao meu pai José que sempre foi meu orgulho e exemplo, me ensinando grandes coisas nesses 22 anos, a minha irmã Jéssica que nunca saiu do meu lado e me ajuda nos momentos que mais preciso e a minha sobrinha Alice que alegra e acalma o meu coração. Todos vocês contribuíram para eu me tornar tudo que sou hoje e conseqüentemente tudo que conquistei. Muito obrigada!

Agradeço ao meu namorado João Ricardo que sempre exalta minha competência e me incentiva a nunca parar, independente de tudo. Obrigada por todo amor e carinho nesses anos juntos. Sua companhia torna meus dias leves e felizes.

Agradeço aos meus colegas de turma e amigos Murilo, Rafael e Thulio, essa jornada foi incrível com a companhia de vocês. Compartilhamos não só conhecimentos como também histórias que serão sempre lembradas por mim.

Agradeço ao meu orientador e professor Igor, que tornou tudo mais fácil, legal e interessante, transmitindo o seu amplo conhecimento e sua dedicação em nos ensinar. Você sempre será lembrado como o melhor orientador que eu poderia ter.

Agradeço ao engenheiro Frederico Vilela por todos os ensinamentos, pelas numerosas vezes que dedicou o seu tempo para me ensinar e pelas oportunidades de mostrar o meu trabalho. Você me mostrou e me ensinou a ter o “sentimento” da engenharia, isto tem grande valia para mim. Obrigada por contribuir pra que eu seja uma profissional melhor a cada dia.

*Raiane Duarte de Oliveira*

*“Fortaleçam-se no Senhor e na força do seu poder.”*  
***Efésios 6:10***

## RESUMO

As fundações profundas, em especial as do tipo raiz, são caracterizadas por terem grande resistência lateral e resistência de ponta, ser moldada *in loco* e ser injetada. Este fora o modelo de estaca utilizado neste estudo de caso real, onde fora dimensionado 6 estacas de uma base para suportar um desfibrador de cana de açúcar em uma usina sucroalcooleira. Através de dados obtidos pelas empresas participantes do planejamento, projetos e execução, fora realizado o dimensionamento e detalhamento das estacas através dos métodos analítico e numérico, onde o primeiro baseia-se em literaturas e normas descritas utilizando os métodos semiempíricos de Aoki Veloso e Decourt Quaresma, onde o método escolhido fora o de Aoki Veloso pois possui a menor resistência. O segundo método é o numérico onde é realizado através de *software* computacional, o AltoQi Eberick®. As análises realizadas apontam poucas diferenças nos valores de área de aço e tensões de compressão. O método analítico proposto por Aoki Veloso se mostrou o mais conservador entregando uma capacidade de carga de 38 tf, enquanto que os métodos de cálculo do *software* computacional Eberick® são menos conservadores, entregando uma capacidade de carga de 33,87 tf. Ao realizar os cálculos do dimensionamento de armadura os resultados obtidos pelos dois métodos são idênticos pois os mesmos possuem uma tensão de ponta menor do que a mínima prevista pela norma, então utilizou-se a armadura mínima para os dois métodos. Feito um estudo minucioso evidenciando vantagens e desvantagens em ambos os métodos, o método analítico se mostrou assertivo principalmente para detalhamentos de pequenos portes, já o método numérico se mostrou mais conservador e eficiente em relação ao tempo de trabalho e a possibilidade de cálculo para estruturas mais complexas.

**Palavras chave:** Dimensionamento de estacas, fundação, estaca raiz.

## ABSTRACT

Deep foundations, especially root-type foundations, are characterized by having great lateral strength and edge strength, being molded in loco and being injected. This was the pile model used in this real case study, where 6 piles of a base were dimensioned to support a sugarcane shredder in a sugarcane mill. Through data obtained by the companies participating in the planning, projects and execution, the sizing and detailing of the piles was carried out using analytical and numerical methods, where the first is based on literature and standards described using the semi-empirical methods of Aoki Veloso and Decourt Quaresma , where the method chosen was that of Aoki Veloso because it has the least resistance. The second method is the numerical one, which is performed through computational software, the AltoQi Eberick®. The analyzes carried out indicate few differences in the values of steel area and compressive stresses. The analytical method proposed by Aoki Veloso proved to be the most conservative, delivering a load capacity of 38 tf, while the computation methods of the Eberick® computational software are less conservative, delivering a load capacity of 33.87 tf. When performing the reinforcement design calculations, the results obtained by the two methods are identical because they have a tip voltage lower than the minimum provided by the standard, so the minimum reinforcement for both methods was used. A detailed study was carried out showing the advantages and disadvantages of both methods, the analytical method proved to be assertive mainly for small details, while the numerical method was more conservative and efficient in relation to working time and the possibility of calculation for larger structures. complex.

**Keywords:** Stake dimensioning, foundation, root stake.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Bloco de fundação. ....	21
<b>Figura 2</b> - Sapata isolada. ....	22
<b>Figura 3</b> - Sapata corrida. ....	22
<b>Figura 4</b> - Sapata associada. ....	23
<b>Figura 5</b> – Radier. ....	24
<b>Figura 6</b> - Vigas de fundação.....	24
<b>Figura 7</b> - Cinemática de uma estaca submetida a um carregamento vertical.....	25
<b>Figura 8</b> - Esquema em corte longitudinal de um tubulão de base alargada. ....	26
<b>Figura 9</b> - Fases de execução da estaca raiz .....	28
<b>Figura 10</b> - Distribuição de resistência ao longo da estaca. ....	32
<b>Figura 11</b> - Localização da empresa Jalles Machado, próximo a Goianésia.....	41
<b>Figura 12</b> - Base Desfibrador finalizada.....	42
<b>Figura 13</b> - Laudo de sondagem SPT. ....	43
<b>Figura 14</b> - Locação das estacas. ....	44
<b>Figura 15</b> - Configurações Eberick 2021.....	45
<b>Figura 16</b> - Configuração Analise. ....	46
<b>Figura 17</b> - Cadastro de estacas .....	47
<b>Figura 18</b> - Incluir nova estaca. ....	47
<b>Figura 19</b> - Armadura dos blocos. ....	48
<b>Figura 20</b> - Configuração materiais e durabilidade. ....	48
<b>Figura 21</b> - Lançamento pilar de fundação.....	49
<b>Figura 22</b> - Configuração para lançamento pilar de fundação. ....	50
<b>Figura 23</b> - Lançamento de cargas pilar de fundação.....	50
<b>Figura 24</b> - Lançamento do bloco de coroamento.....	51
<b>Figura 25</b> - Lançamento do bloco de coroamento.....	51
<b>Figura 26</b> - Cadastro camadas de solo.....	52
<b>Figura 27</b> - Cadastro camadas de solo finalizado.....	53
<b>Figura 28</b> - Croqui pavimento térreo finalizado.....	55
<b>Figura 29</b> - Forma pavimento térreo.....	56
<b>Figura 30</b> - Croqui pavimento superior. ....	56
<b>Figura 31</b> - Forma pavimento superior.....	57
<b>Figura 32</b> - 3D estrutura finalizada.....	57
<b>Figura 33</b> - Detalhamento da estaca. ....	60

**Figura 34** - Detalhamento da estaca. ....66

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> - Valores de K em função do solo.....	35
<b>Tabela 2</b> - Valores do coeficiente $\alpha$ em função do tipo de estaca e tipo de solo.....	35
<b>Tabela 3</b> - Valores do coeficiente $\beta$ em função do tipo de estaca e tipo de solo.....	35
<b>Tabela 4</b> - Valores de K e $\alpha$ conforme função do solo.....	38
<b>Tabela 5</b> - Valores de F1 e F2 para estacas tipo raiz.....	38
<b>Tabela 6</b> - Classificação dos materiais do solo de acordo com o nível do solo.....	42
<b>Tabela 7</b> - Cotas de projeto para estaqueamento.....	44
<b>Tabela 8</b> - Coeficiente de recalque (KV) de acordo com a tensão admissível.....	54
<b>Tabela 9</b> - Coeficiente Poisson de acordo com o tipo de solo.....	55
<b>Tabela 10</b> - Tensões junto as estacas.....	57
<b>Tabela 11</b> - Esforços nas estacas.....	58
<b>Tabela 12</b> - Comparação da capacidade de carga.....	67
<b>Tabela 13</b> - Comparação da tensão na cabeça da estaca.....	68
<b>Tabela 14</b> - Comparação da área de aço.....	68
<b>Tabela 15</b> - Comparação do detalhamento de armaduras.....	69

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

FACEG – Faculdade Evangélica de Goianésia

CPT – *Cone Penetration Test*

SPT – *Standard Penetration Test*

NBR – Norma Brasileira

**LISTA DE SÍMBOLOS**

$\Sigma$  – Somatório

$\Delta$  – Área

$\alpha$  – Coeficiente Alfa

$\beta$  – Coeficiente Beta

$\emptyset$  – Diâmetro

$\pi$  – 3,1416

$<$  – Menor

$>$  – Maior

$\leq$  – Menor ou igual

$\geq$  – Maior ou igual

$=$  – Igual

$+$  – Soma

$-$  – Subtração

$/$  – Divisão

$\sigma$  – Tensão

$\cdot$  – Multiplicação

$\%$  – Porcentagem

## SUMÁRIO

<b>RESUMO.....</b>	<b>8</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	18
1.2 OBJETIVOS .....	19
<b>1.2.1 Objetivo Geral.....</b>	<b>19</b>
<b>1.2.2 Objetivos Específicos .....</b>	<b>19</b>
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>20</b>
2.1 FUNDAÇÕES .....	20
<b>2.1.1 Fundação Superficial (rasa ou direta) .....</b>	<b>20</b>
2.1.1.1 Blocos de fundação.....	20
2.1.1.2 Sapatas .....	21
2.1.1.2.1 Sapatas isoladas .....	21
2.1.1.2.2 Sapatas corridas .....	22
2.1.1.2.3 Sapatas associadas .....	23
2.1.1.3 Radier.....	23
2.1.1.4 Vigas de fundação.....	24
<b>2.1.2 Fundação Profunda .....</b>	<b>24</b>
2.1.2.1 Estacas .....	25
2.1.2.1 Tubulões .....	25
2.2 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO.....	26
2.3 ESTACA RAIZ .....	27
<b>2.3.1 Definição .....</b>	<b>27</b>
<b>2.3.2 Normas.....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.3 Processo Executivo.....</b>	<b>28</b>
2.4 MÉTODO NUMÉRICO .....	30
<b>2.4.1 Definição .....</b>	<b>30</b>
<b>2.4.2 Eberick®.....</b>	<b>30</b>
2.5 MÉTODO ANALÍTICO .....	31
<b>2.5.1 Capacidade de Carga.....</b>	<b>32</b>
<b>2.5.2 Método Décourt-Quaresma .....</b>	<b>33</b>

2.5.3 Método Aoki- Velloso .....	36
2.5.4 Dimensionamento da Armadura .....	39
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>41</b>
3.1 CARACTERÍSTICAS DA ESTACA.....	41
3.2 REALIZAÇÃO DOS CÁLCULOS PELO MÉTODO NUMÉRICO .....	44
3.2.1 Configurações do <i>Software</i> .....	45
3.2.2 Lançamento dos Pavimentos .....	49
3.2.2.1 Pavimento Térreo.....	49
3.2.2.2 Pavimento superior .....	56
3.3 REALIZAÇÃO DOS CÁLCULOS PELO MÉTODO ANALÍTICO.....	60
3.3.1 Decourt- Quaresma.....	60
3.3.2 Aoki Velloso.....	62
3.3.3 Análise dos resultados obtidos .....	63
3.3.4 Dimensionamento da armadura longitudinal .....	63
3.3.5 Dimensionamento da armadura transversal.....	65
3.3.4 Detalhamento da armadura.....	66
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>67</b>
4.1 CAPACIDADE DE CARGA .....	67
4.2 ÁREA DE AÇO.....	67
4.3 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS.....	68
4.4 TEMPO DE REALIZAÇÃO .....	69
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>70</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>72</b>
<b>ANEXO A – MEMORIAL DE CALCULO EBERICK. ....</b>	<b>75</b>
Cálculo das dimensões do bloco .....	75
Estimativa da carga solicitante.....	75
Verificação ao esmagamento da biela.....	76
Determinação do número de estacas.....	76
Estimativa dos esforços nas estacas .....	76
Dimensionamento da armadura.....	76

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo Melo (2017), o estudo dos solos foi negligenciado durante muitos anos, desde o início da engenharia civil, não compreendiam quão importante é esta etapa para o sucesso final da construção, com isto surgiam muitos problemas que oscilam entre simples rachaduras e deficiências significativas na parte estrutural, necessitando de reforços, ou em casos mais críticos, demolições.

Diferente das demais áreas da construção civil, onde a escolha dos materiais é feita levando em consideração a arquitetura, os meios construtivos e suas propriedades determinadas pelo engenheiro projetista, a geotecnia carece destas escolhas, visto que ela tem a necessidade de lidar com os materiais que estão presentes no solo e suas propriedades, na maioria das vezes incertos e variáveis (ATKINSON, 1993).

Levando isto em consideração, têm-se a certeza de que o estudo do solo é um requisito prévio para a elaboração de qualquer projeto de construção, seja ele de pequeno, médio ou grande porte. É com base nesse estudo que se define qual fundação é mais adequada para um determinado solo, a escolha do tipo de fundação é baseada nas informações geotécnicas e é feita pelo engenheiro projetista (GEOESP, 2018).

A fundação tem como finalidade transferir os carregamentos do solo de maneira que seja mantida a estabilidade da construção. Elas podem ser divididas em fundações superficiais e fundações profundas, cada uma com suas características únicas para determinada situação (JESUS, 2017).

Conhecer qual o tipo de fundação a ser empregada em determinada edificação é fundamental para um dimensionamento seguro e eficaz. Assim é necessário uma busca constante pela análise e avaliação dos métodos de cálculos frequentemente empregados (JESUS, 2017).

A estaca raiz é uma estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco*, executada por perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente, no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis, conforme NRB 6122 (ABNT, 2019).

Segundo Silva (2017), diversos estudos apontam que a princípio, a estaca raiz fora utilizada na década de 50 para reforçar a Catedral Agrigento na Itália. Criado pelo professor Fernando Lizzi, o método consiste em formar uma massa de solo reforçado, assemelhando-se as raízes de uma árvore, resultando em um solo armado.

Nos anos anteriores a introdução de *softwares* na construção, todos os projetos eram realizados inteiramente a mão, dos cálculos ao detalhamento, o que necessitava de muito tempo, e a chance de erros também era maior. Para melhorar a eficácia e eficiência no desenvolver de projetos, o uso de *softwares* tem conquistado mais espaço na área da engenharia estrutural devido os avanços tecnológicos (CRUZ; SILVA, 2017).

A utilização de programas para cálculos estruturais, sem dúvidas, é um grande auxílio para o engenheiro, o que não significa que ele deve se preocupar menos no processo de desenvolvimento do projeto. Nenhum *software* é capaz de elaborar um projeto sozinho, eles apenas processam a informação disponibilizada pelo usuário e gera resultados conforme o método de cálculo a que foi programado para executar (CRUZ; SILVA, 2017).

O presente trabalho discute sobre o dimensionamento da fundação em estaca raiz de uma base, projetada para suportar um desfibrador de cana de açúcar. O seu dimensionamento fora realizado pelo método numérico utilizando o *software* AltoQi Eberick® e pelo método analítico, após a realização dos cálculos foi feito um estudo comparativo entre os métodos utilizados evidenciando quais são suas semelhanças e divergências.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A realização deste trabalho foi motivada pelos diferentes métodos de realização de cálculos para fundações profundas, a partir disto decidiu-se realizar um estudo bibliográfico para sanar as dúvidas em relação à diferença entre os valores obtidos pelo cálculo numérico e analítico, principalmente no campo das fundações.

Outro fundamento que proporcionou a criação desde projeto, fora sanar as dúvidas do profissional que se deparar com uma situação de incerteza entre qual o método mais eficaz e seguro para realizar um projeto de fundações bem dimensionado, visto que quando desenvolvido de maneira correta ele é capaz de evitar problemas futuros para a estrutura, tais como patologias, fissuras e rachaduras, além do super dimensionamento que ocasiona gastos excessivos e desnecessários.

O déficit de informações, estudos de caso, e dimensionamentos disponíveis sobre o assunto nos principais meios de pesquisa é um grande parâmetro para a realização deste projeto, que também tem como intuito agregar conhecimento bibliográfico, teórico e técnico auxiliando na realização de dimensionamentos e projetos.

Logo a partir de revisões bibliográficas, realizou-se um estudo comparativo entre os diferentes métodos de cálculo para o projeto estrutural de uma estaca tipo raiz, onde a escolha do método mais eficaz será feita levando em consideração a segurança, o custo e o prazo para realização do projeto.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

Objetiva-se analisar e comparar o dimensionamento de fundações com estaca tipo raiz, através de um estudo comparativo de caso real, mediante resultados obtidos pelo método numérico utilizando o *software* AltoQi Eberick® 2021 e pelo método analítico utilizando os métodos de Aoki Veloso e Decourt Quaresma.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Fazer um estudo bibliográfico sobre fundações profundas detalhando o dimensionamento de estaca raiz;
- Dimensionar a fundação da base de um desfibrador, utilizando o *software* AltoQi Eberick®;
- Dimensionar a fundação da base de um desfibrador, através de método analítico;
- Analisar e comparar o dimensionamento dos métodos utilizados;
- Apresentar os resultados obtidos evidenciando suas vantagens e desvantagens.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 FUNDAÇÕES**

A palavra fundação é definida como instituir, estabelecer, edificar, assentar, basear, firmar, profundar, afundar, logo entende-se como fundação a parte sob a estrutura responsável por transferir os esforços solicitantes de forma segura para a região que apresentar a maior resistência no solo (FERREIRA, 1999).

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), as fundações são divididas em dois grupos, o primeiro composto pelas fundações rasas ou superficiais e o segundo pelas fundações profundas.

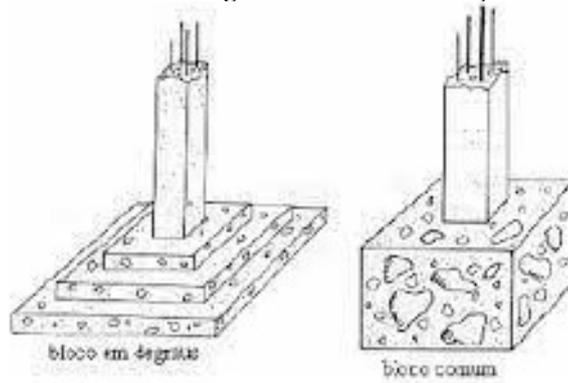
#### **2.1.1 Fundação Superficial (rasa ou direta)**

Elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Nessa classificação se encontram os blocos, sapatas, radier e as vigas de fundação, segundo NBR 6122 (ABNT, 2019).

##### **2.1.1.1 Blocos de fundação**

Blocos de fundação é um elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura, conforme NBR 6122 (ABNT, 2019). Na Figura 1, observa-se o bloco executado em degraus e o bloco comum.

**Figura 1-** Bloco de fundação.



Fonte: Pet, 2016.

### 2.1.1.2 Sapatas

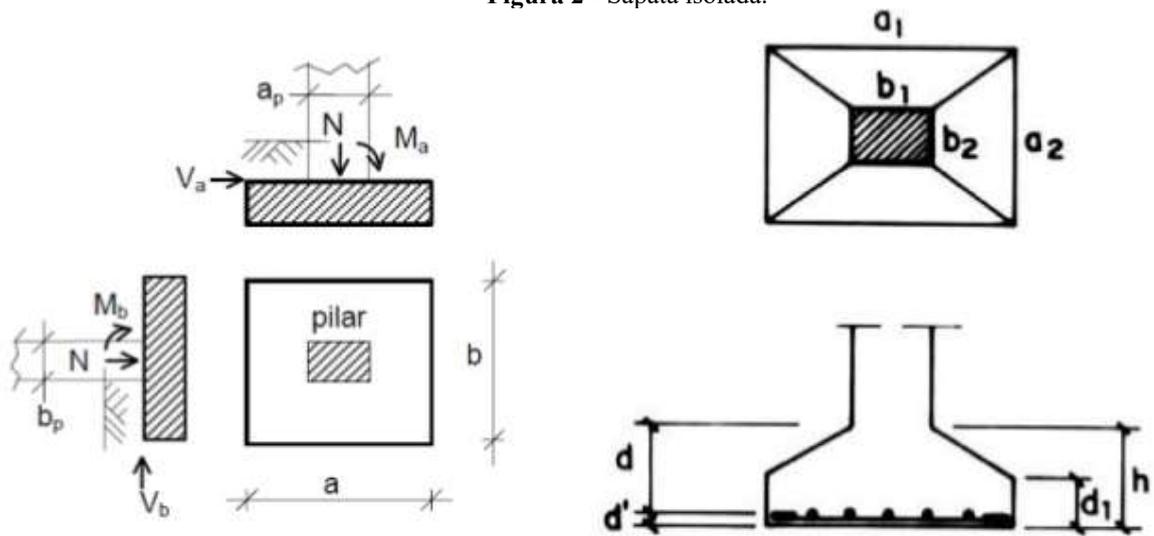
De acordo com a NBR 6122, a sapata é um elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de tal modo que as tensões de tração sejam resistidas por armadura (por isso, a sapata tem menor altura que o bloco) (ABNT, 2019).

Delalibera (2006), diz que as sapatas são divididas em: sapatas isoladas, sapatas corridas e sapatas associadas.

#### 2.1.1.2.1 Sapatas isoladas

As sapatas isoladas recebem um único pilar, logo, o Centro de gravidade (CG) do pilar irá ser o mesmo que o da base da sapata, independentemente da forma do pilar. As sapatas isoladas conseguem sustentar ações centradas ou excêntricas e é a mais utilizada (DELALIBERA, 2006).

Figura 2 - Sapata isolada.

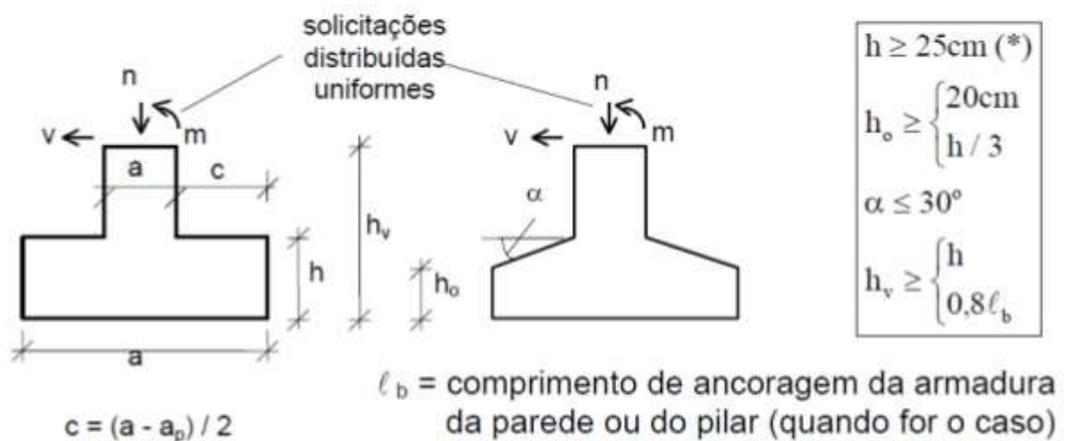


Fonte: Guidi, 2014.

2.1.1.2.2 Sapatas corridas

As sapatas corridas são comuns em construções de pequeno porte, como casas e edificações de baixa altura, galpões, muros de divisa e de arrimo, em paredes de reservatórios e piscinas, etc. Constituem uma solução economicamente muito viável quando o solo apresenta a necessária capacidade de suporte em baixa profundidade (BASTOS, 2016).

Figura 3 - Sapata corrida.

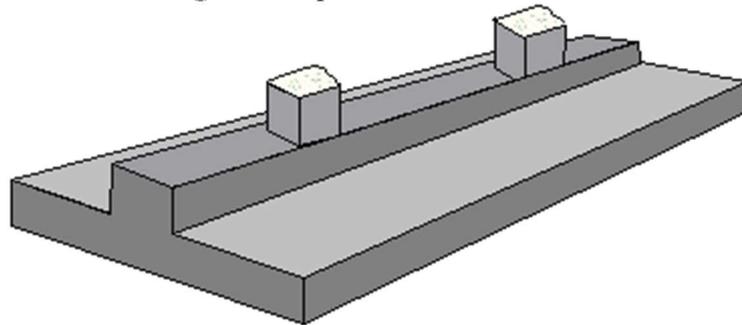


Fonte: Guidi, 2014.

### 2.1.1.2.3 Sapatas associadas

Segundo Alva (2007), também chamada de sapata conjunta ou combinada, as sapatas corridas são as sapatas que recebem a ação de mais de um pilar. Quando os pilares depositam a mesma carga sobre a sapata, ela se torna uma sapata corrida simples, ao contrário de quando descarregam cargas diferentes, neste caso, a sapata deve ter sua base em formato de trapézio.

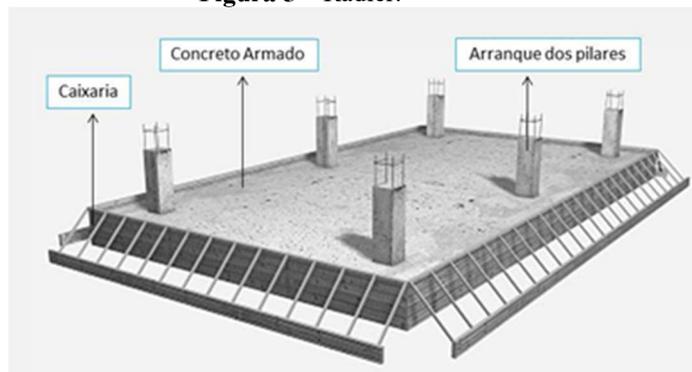
**Figura 4** - Sapata associada.



Fonte: Nelson Schneider, 2018.

### 2.1.1.3 Radier

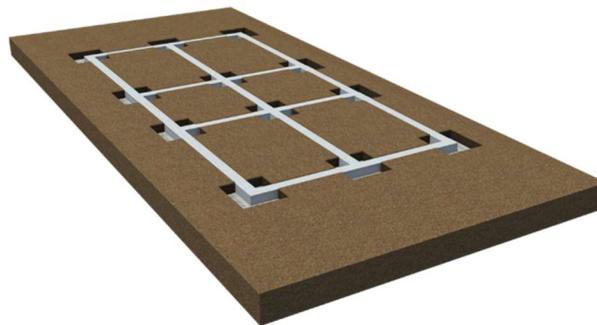
A norma NBR 6122 (ABNT, 2010) define radier como sendo fundação superficial que abrange toda a base da edificação. Ou seja, quando a fundação ocupar mais de 70% da área total da obra o radier é recomendado. Sendo esse uma espécie de laje mais espessa que abrange todos os pilares. Ele pode ser executado com vigas ou não dependendo do projeto (DELALIBERA, 2006).

**Figura 5 – Radier.**

Fonte: Nelson Schneider, 2018.

#### 2.1.1.4 Vigas de fundação

As vigas de fundação é um elemento de fundação superficial comum a vários pilares, cujos centros, em planta, estejam situados no mesmo alinhamento, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019).

**Figura 6 - Vigas de fundação.**

Fonte: construindocasas.com.br, 2021

#### 2.1.2 Fundação Profunda

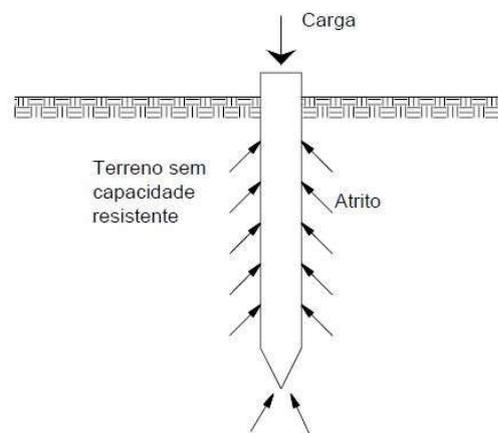
São elementos de fundações que transmitem a carga ao terreno por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou pela base (resistência de ponta) ou por uma combinação de ambas, cabendo à sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m, conforme NBR 6122 (ABNT, 2019).

A fundação profunda, a qual possui grande comprimento em relação a sua base, apresenta pouca propriedade de suporte, porém grande capacidade de carga em razão do atrito lateral do corpo do elemento de fundação com o solo. (GUERRIN; LAVAU, 2002).

### 2.1.2.1 Estacas

Elementos bem mais esbeltos, caracterizados pelo grande comprimento e pequena secção transversal. São implantados no terreno por equipamento situado à superfície. São em geral utilizados em grupo, solidarizadas por um bloco rígido de concreto armado (bloco de coroamento) (FABRICIO; ROSSIGNOLO, 2002).

**Figura 7** - Cinemática de uma estaca submetida a um carregamento vertical.

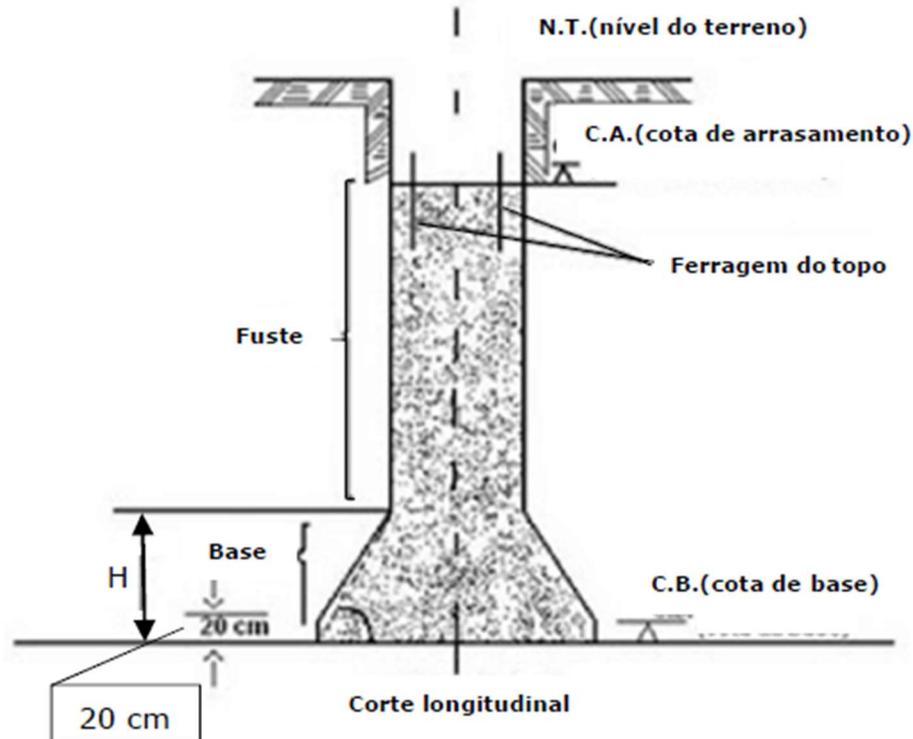


Fonte: Salgado (2008)

### 2.1.2.1 Tubulões

São elementos de fundação profunda construídos concretando-se um poço (revestido ou não) aberto no terreno, geralmente dotado de base alargada. Diferenciam-se das estacas porque em sua etapa final é necessário a descida de um operário para completar a geometria ou fazer a limpeza. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) deve-se evitar alturas  $H$  superiores a 2m. Deve-se evitar trabalho simultâneo em bases alargadas de tubulões, cuja distância, seja inferior o diâmetro da maior base. Quando é necessário executar abaixo do nível de água (NA) utiliza-se o recurso do ar comprimido. Na Figura 8 observa-se um corte longitudinal de um tubulão de base alargada.

**Figura 8** - Esquema em corte longitudinal de um tubulão de base alargada.



Fonte: Silva (2000)

## 2.2 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

Segundo Melo (2017), o engenheiro é o responsável pela escolha correta do tipo de fundação, entre tantas existentes ele deve avaliar qual se enquadra melhor para cada projeto levando em consideração fatores importantes como características do solo, nível da água, edificações vizinhas, fundações disponíveis no mercado e etc.

A escolha correta do melhor elemento de fundação e com um bom planejamento, garante um percentual de custo pequeno em relação a obra, mas não realizando essas etapas iniciais com organização e qualidade, os custos podem sofrer alterações drásticas, gastando mais do que o valor da fundação correta para o projeto (BRITO, 1987).

Melo (2017) detalha os principais fatores de influência no momento decisivo da escolha da fundação:

- Relativos à superestrutura: Deve ser analisado de acordo com a escolha do material, de acordo com sua função e com relação as ações atuantes;
- Características e propriedades mecânicas do solo: As investigações geotécnicas são de suma importância para definir o tipo de fundação mais adequado. Por meio delas são obtidos os dados do solo, tipo, cor, granulometria, etc;

- Posição e característica do nível de água: Dados sobre o lençol freático são necessários caso haja necessidade de um possível rebaixamento;
- Aspectos técnicos do tipo de fundação: Frequentemente surgem limitações ligadas a capacidade de carga, equipamentos disponíveis, restrições técnicas tais como: nível d'água, camadas de solo muito resistentes, matacões, repercussão de prováveis recalques etc;
- Edificações vizinhas: Necessidade de estudo nas limitações do terreno, e proteção as edificações vizinhas, de acordo com o conhecimento do tipo e estado de conservação dos mesmos, são necessárias também análises de tolerância a ruídos e medição de vibrações;
- Custo: Logo após a análise técnica realiza-se um estudo comparativo entre as alternativas indicadas. Dependendo da dificuldade técnica os custos podem se elevar, e assim o projeto arquitetônico pode ser modificado. Outro ponto que interfere no custo é o planejamento inicial e executivo, em algumas situações uma fundação planejada que tenha um custo mais elevado pode trazer retorno financeiro mais rápido;
- Limitações do tipo de fundação existente no mercado: Em determinadas regiões alguns tipos de fundações são predominantes em mercado, por serem mais convenientes localmente, sendo assim são poucas as opções dependendo da região, por isso são feitos estudos de viabilidade de utilização de um tipo de fundação tecnicamente indicada, mas não existente na região.

## 2.3 ESTACA RAIZ

### 2.3.1 Definição

Segundo a norma de fundações NBR 6122 (ABNT, 2019) as estacas raiz são estacas profundas moldadas *in loco*, armadas e preenchidas com argamassa de cimento e areia, realizadas através de perfuração rotativa ou roto percussiva. São executadas com auxílio de revestimento metálico recuperável nos trechos em solo.

A estaca raiz corresponde a um tipo de fundação injetada, ou seja, são aquelas em que se aplicam injeções de ar comprimido, a baixas pressões (inferiores a 5,0 MPa), imediatamente após a moldagem do fuste e no topo do mesmo, simultaneamente com a remoção do

revestimento, garantindo dessa forma, a integridade do fuste e aumentando a resistência lateral, de ponta, ou de ambas (ALONSO,1998).

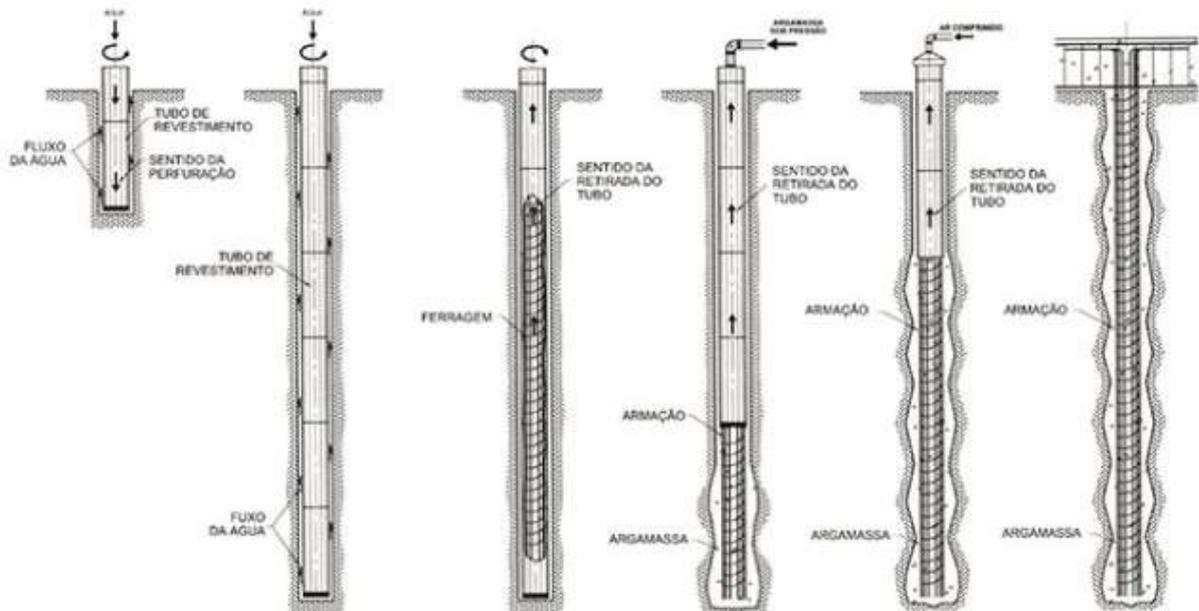
### 2.3.2 Normas

Existem duas normas que se destacam na importância da elaboração de projetos de fundações profundas, inclusive as tipo estaca raiz: NBR 6122 (ABNT, 2019) – que demonstra os parâmetros de dimensionamento, detalha o processo executivo e especifica os insumos; e NBR 6118 (ABNT, 2014) que fornece diversas especificações para a construção e dimensionamento das estruturas de concreto, em geral.

### 2.3.3 Processo Executivo

Objetivando exemplificar as características da estaca raiz, apresenta-se na Figura 9 mais detalhadamente, tem-se o método executivo da estaca raiz. Sendo o método executivo fator importante para o comportamento e desempenho final da estaca. (SILVA, 2011).

**Figura 9** - Fases de execução da estaca raiz



Fonte: (SILVA, 2011)

A perfuração é executada por rotação dos próprios tubos de revestimento (para isso usam-se motores com potência da ordem de 40 HP), sendo os detritos carregados à superfície por meio do fluxo de água que é injetada pelo interior do tubo retornando pelo espaço entre este e o solo (AMANN, 2000).

Preferencialmente o revestimento deve ser instalado em toda a extensão da perfuração, porém, ALONSO (1996) indica que se o terreno apresentar bom suporte é possível ter um revestimento parcial, cujo comprimento deve garantir que o tubo não seja arrancado com a aplicação de pressão.

Concluída a limpeza do furo, coloca-se a armadura de aço no interior do tubo de perfuração, esta armadura é constituída por uma ou mais barras de aço, devidamente estribadas, conforme especificação do projeto estrutural da estaca, também de acordo com as características informadas pela sondagem. Quando o revestimento é parcial, a armadura deverá possuir espaçadores que garantam sua centralização no furo, para evitar que ela esbarre nas paredes da perfuração (solo), o que comprometeria a aderência entre armadura e argamassa (ALONSO, 1996).

Em seguida, introduz-se até o fundo do furo, e em meio a armadura, um tubo de PVC de 1 ½” ou 1 ¼” para injeção da argamassa de baixo para cima até extravasar pela boca do tubo de revestimento (que é o próprio tubo de perfuração). Isto garante que a água de perfuração seja totalmente lançada para fora e substituída pela argamassa (AMANN, 2000).

Após extravasar a argamassa pela boca do tubo, rosqueia-se nesta boca um tampão metálico ligado a um compressor que aplica golpes de ar comprimido com a finalidade de comprimir a argamassa durante a retirada do tubo de revestimento.

A argamassa é constituída por cimento e areia, ela deve atingir resistência de pelo menos 20 MPa para este tipo de estaca, consumindo cerca de 600 kg/m<sup>3</sup> de cimento, valores estipulados pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

No decorrer da retirada do tubo de revestimento aplicam-se duas ou três vezes a injeção de ar comprimido com pressões geralmente não superiores a 4,0 atm (0,4 MPa). O valor máximo é determinado em função da absorção do terreno e deve ser tal que evite a laminação da argamassa. Novamente, a finalidade desta injeção de ar comprimido é comprimir a argamassa para o fundo durante a retirada do tubo de revestimento, garantindo que não fiquem trechos da estaca com concretagem deficiente.

Como o nível de argamassa vai abaixando durante a retirada do tubo, ele deve ser completado até o ponto inicial antes da aplicação de novo golpe de ar comprimido. Na extração dos últimos tubos deve-se cuidar também para que seu nível nunca fique abaixo da coroa de

perfuração, que é o fim do tubo de revestimento (AMANN, 2000). Finalizada a retirada do tubo, a estaca está pronta.

## 2.4 MÉTODO NUMÉRICO

### 2.4.1 Definição

O uso da tecnologia na Construção Civil está cada vez mais tomando espaço como ferramenta indispensável, pois com o auxílio de alguns *softwares* e equipamentos tecnológicos é possível diminuir drasticamente o tempo de execução de serviços que outrora, exigiam tempo e demanda. Nesse contexto os *softwares* para engenharia, estão se tornando grandes aliados para facilitar e ajudar o engenheiro a otimizar projetos, hoje é possível fazer um detalhamento de uma estrutura de forma rápida e mais assertiva (GONÇALVES; GOMES, 1993).

A utilização do método numérico possibilita simular com mais exatidão, arranjos estruturais mais complexos, sem que se faça necessário adaptações por parte do calculista. Como o dimensionamento de uma estrutura deve seguir os quesitos de segurança, durabilidade e conforto, é indispensável a obtenção de resultados mais precisos para o cálculo estrutural (GOMES, 2012).

A modelagem numérica requer o uso de recursos computacionais e investimentos em *softwares* específicos, diante desse aumento grande na tecnologia, surgiram diversos softwares capazes de realizarem análises estruturais (SILVA, 2017).

### 2.4.2 Eberick®

O Eberick® foi produzido pela AltoQi, uma empresa nacional que tem como atividade principal o desenvolvimento e a comercialização de “*softwares*” para Engenharia. O AltoQi Eberick® é destinado ao projeto de edificações em concreto armado. Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura através de um modelo de pórtico espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, como lajes, vigas, pilares, blocos sobre estacas e sapatas (BORGES, 2016).

Segundo a AltoQi (2018), o Eberick® possui um conjunto de configurações que oferecem ao usuário flexibilidade na análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura.

Com isso, é possível aproximar o Eberick® das necessidades de projeto e das preferências de cada usuário. O detalhamento dos elementos segue as práticas usuais do mercado brasileiro. A cada pavimento é associado um “croqui”, que representa a área gráfica onde o usuário cria o modelo estrutural do pavimento, a partir de uma arquitetura importada em diferentes formatos como DWG, DXF, IFC.

## 2.5 MÉTODO ANALÍTICO

Comumente realizado manualmente, o método analítico é considerado uma metodologia simples que necessita de um estudo prévio baseados em literaturas e normas técnicas para a execução das equações e posteriormente a compreensão dos resultados. Os cálculos geralmente são extensos e podem apresentar divergências se comparado ao usual durante a execução, como por exemplo, fatores de segurança super dimensionados, dificuldade de execução, dentre outros. Também é considerado de baixo custo, visto que não necessita da utilização de *softwares* para o dimensionamento.

Para o dimensionamento da capacidade de carga deste tipo de estaca utiliza-se a Equação 1, ela afirma que a carga admissível para a estaca é igual ao somatório da resistência lateral e da resistência de ponta. A carga admissível é obtida através da carga de ruptura.

$$Q = (R_l) + (R_p) \quad (1)$$

Onde:

$Q$  = Carga admissível;

$R_l$  = Resistencia lateral;

$R_p$  = Resistencia de ponta.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) existem alguns parâmetros que devem ser levados em consideração no dimensionamento da estaca tipo raiz, os principais estão listados a seguir:

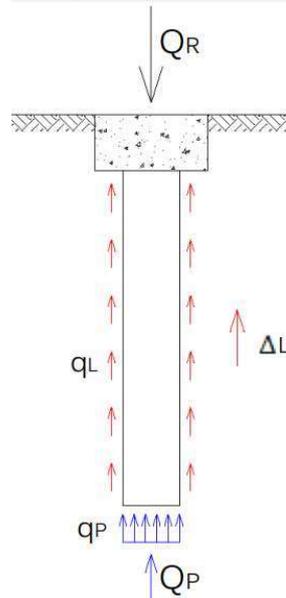
1. Para o dimensionamento estrutural da peça adotar  $F_{ck}$  máximo de projeto de 20 MPa;
2. A armadura da estaca é integral;
3. A porcentagem de armadura mínima é de 0,5%;
4. Projetos com mais de 75 estacas serão obrigatórios corpos de prova;
5. Diâmetro de 80 a 500 mm.

### 2.5.1 Capacidade de Carga

Segundo Cintra (2010), a capacidade de carga é a carga de ruptura (Momento em que o sistema estaca solo não oferece nenhuma resistência) ou a resistência máxima oferecida por este sistema. Neste estado, com a persistência de aplicação de cargas sobre a estrutura, resulta-se no recalque contínuo da estaca.

As estacas profundas são caracterizadas por apresentarem resistência lateral, resistência de ponta ou ambas, conforme a Figura 10. A resistência lateral, denominada adesão em solos argilosos e atrito em solos arenosos, é mobilizada ao longo do fuste da estaca, como resistência ao cisalhamento, apresentando-se variável conforme as características geotécnicas de cada camada de solo. Já a resistência de ponta é aquela resistida pela base da estaca - tensões normais, conforme as características geotécnicas do solo neste nível (CINTRA; AOKI, 2010; DÉCOURT, 1998).

**Figura 10** - Distribuição de resistência ao longo da estaca.



Fonte: FALCONI ; MASET, 2015.

A carga de ruptura de uma fundação deve ser determinada através da utilização e interpretação de ensaios como prova de carga, métodos estáticos, métodos dinâmicos, ensaios de carregamento dinâmico, etc. Com isso, se chega a um valor de carga admissível ou resistente de projeto. São utilizados métodos estáticos (Mobilização total da resistência ao cisalhamento

estática do solo), sendo subdivido em método racional e método semi empírico (NBR 6122, ABNT 2010).

Décourt (1998), Alonso (1983) e Cintra e Aoki (2010) consentem que o método racional, que é obtido através de formulações e parâmetros de solo, não é o método mais usual, visto que seu resultado é pouco satisfatório.

O Método semi empírico é baseado em ensaios de penetração CPT (*cone penetration test*) e SPT (*standard penetration test*) dispondo de métodos específicos para cada ensaio. O SPT é o ensaio mais executado no país, logo utiliza-se um método desenvolvido para este tipo de sondagem (LUKIANCHUKI, 2012).

Os métodos baseados no ensaio SPT são Lizzi (1982), Cabral (1975), Aoki-Velloso (1975), Teixeira (1996) e Décourt-Quaresma (1978), foram abordados neste estudo o método Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

A carga de ruptura é obtida através da Equação 2 a seguir:

$$Q_r = (A_p q_p) + U \Sigma (\Delta l q_l) \quad (2)$$

Onde:

$Q_r$  – Carga de ruptura;

$A_p$  – Área da ponta da estaca;

$q_p$  – resistência de ponta;

$U$  – Perímetro da estaca;

$\Delta l$  – Área lateral da estaca;

$q_l$  – resistência lateral.

### 2.5.2 Método Décourt-Quaresma

O método Décourt-Quaresma leva em conta a resistência de lateral ( $R_L$ ) e a resistência de ponta ( $R_p$ ), a soma de ambas resulta na carga de ruptura conforme a Equação 3:

$$R_T = (R_p) + (R_L) \quad (3)$$

Onde:

$R_T$  - Carga de ruptura;

$R_L$  - Carga resistida pelo atrito lateral na ruptura;

$R_p$  - Carga resistida pela ponta na ruptura;

Para obter-se o resultado da resistência de ponta ( $R_p$ ) utiliza-se a Equação 4, sendo os valores de  $K$  e  $\alpha$  em função do tipo de solo utilizado, apresentado na Tabela 2 e 3.

$$R_p = a \cdot A_p \cdot K \cdot N_p \quad (4)$$

Onde:

$K$  - Coeficiente que representa a interação média entre a estaca e o solo (Tabela 2);

$N_p$  - Média dos valores de SPT, determinados de um diâmetro acima e de um diâmetro abaixo da ponta da estaca;

$a$  - Coeficiente que permite relacionar a formulação, originalmente proposta para estacas de deslocamento, para um outro tipo qualquer de estaca (Tabelas 3).

Para adquirir-se o valor da resistência lateral ( $R_L$ ) utiliza-se a Equação 5.

$$R_L = 10 \cdot \beta \cdot \left[ \frac{N_s}{3} + 1 \right] \cdot A_s \quad (5)$$

Onde:

$\beta$  - Coeficiente que permite relacionar a formulação, originalmente proposta para estacas de deslocamento, para um outro tipo qualquer de estaca (Tabelas 4);

$N_s$  - Média dos valores de SPT medidos ao longo do fuste da estaca;

$A_s$  - Área lateral da estaca por metro de profundidade.

As Tabelas 1, 2 e 3 oferecem os valores de  $K$ ,  $\alpha$  e  $\beta$ , referentes ao tipo de solo e tipo de estaca. Na Tabela 1 temos o valor do coeficiente  $K$  expresso em KPa para determinados tipos de solo. A Tabela 2 demonstra valores do coeficiente  $\alpha$ , nesta observa-se que é levado em consideração não só o tipo de solo como também o tipo de estaca escolhida. Já a Tabela 3 fornece valores do coeficiente  $\beta$ , onde também é levado em consideração o tipo de solo e estaca.

**Tabela 1** - Valores de K em função do solo.

<b>Tipo de Solo</b>	<b>K (KPa)</b>
Argila	120
Silte Argiloso (solo residual)	200
Silte Arenoso (solo residual)	250
Areia	400

Fonte: Hachich, 1996.

**Tabela 2** - Valores do coeficiente  $\alpha$  em função do tipo de estaca e tipo de solo.

<b>Tipos de solo</b>	<b>Escava em geral</b>	<b>Escava benonita</b>	<b>Hélice continua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetadas sobre altas pressões</b>
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areia	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: Hachich, 1996

**Tabela 3** - Valores do coeficiente  $\beta$  em função do tipo de estaca e tipo de solo.

<b>Tipos de solo</b>	<b>Escava em geral</b>	<b>Escava benonita</b>	<b>Hélice continua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetadas sobre altas pressões</b>
Argilas	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areia	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Fonte: Hachich, 1996

O Cálculo da capacidade de carga admissível é finalizado quando encontrado o menor valor resultante entre as Equações 6 que divide a resistência total por 2 e a Equação 7.

$$Q_{adm} = \frac{R_T}{2} \quad (6)$$

$$Q_{adm} = \frac{R_l}{1,3} + \frac{R_p}{4,0} \quad (7)$$

### 2.5.3 Método Aoki- Velloso

O método Aoki-Velloso também leva em consideração as resistências de ponta e lateral, ele relaciona estes resultados diretamente com os obtidos no ensaio SPT conforme as Equações 8 e 9.

$$q_c = K_{NSPT} \quad (8)$$

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K_{NSPT} \quad (9)$$

Onde:

$\alpha$  - É função do tipo de solo NSPT – Numero de SPT;

$K_{NSPT}$  – Depende do tipo de solo;

$f_s$  – Atrito lateral da luva;

$q_c$  – Resistência de ponta no cone.

A Carga de ruptura é obtida através da soma da resistência de ponta e da resistência lateral, assim como exposto na Equação 10.

$$R_T = (R_p) + (R_L) \quad (10)$$

Onde:

$R_T$ - Carga de ruptura;

$R_L$  - Carga resistida pelo atrito lateral na ruptura;

$R_p$  - Carga resistida pela ponta na ruptura.

Sendo a carga de ruptura de ponta obtida através da Equação 11.

$$R_p = A_p \cdot \frac{K \cdot N}{F1} \quad (11)$$

Onde:

$A_p$  - Área da ponta da estaca;

$F1$ – Fator adimensional que leva em conta as diferenças entre as resistências apresentadas pelo solo à penetração do amostrador padrão e, apresentadas pela estaca sob um carregamento estático. Levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Seus valores podem ser obtidos na Tabela 5;

$K$  – Coeficiente em função do tipo de solo, que relaciona o ensaio SPT com o CPT. Esses valores podem ser demonstrados na Tabela 4.

O valor da carga de resistida pelo atrito lateral é encontrado pela Equação 12.

$$R_L = A_l \cdot \frac{\alpha \cdot K \cdot N}{F2} \quad (12)$$

Onde:

$A_l$ – Área lateral da estaca.

$F2$ – Fator adimensional que leva em conta as diferenças entre as resistências apresentadas pelo solo à penetração do amostrador padrão e, apresentadas pela estaca sob um carregamento estático. Levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Seus valores podem ser obtidos na Tabela 5.

$K$  e  $\alpha$  – são coeficientes em função do tipo de solo, que relaciona o ensaio SPT com o CPT. Esses valores podem ser demonstrados na Tabela 4.

A Tabela 4 apresenta os valores de  $K$  e  $\alpha$  conforme a função do solo. Lembrando que  $1,0 \text{ MPa} = 10 \text{ kgf/cm}^2$ . O coeficiente  $K$  é dado em  $\text{kgf/cm}^2$  enquanto o valor de  $\alpha$  é expressado em porcentagem. Como pode-se observar na Tabela 1 a seguir quanto mais arenoso o solo maior é o coeficiente  $K$  e menor o valor de  $\alpha$ . Para solos argilosos, maior é o valor do  $\alpha$  e menor o valor de  $K$  (VELOSO; LOPES, 2010).

**Tabela 4** - Valores de K e  $\alpha$  conforme função do solo.

<b>COEFICIENTE K E RAZÃO DE ATRITO <math>\alpha</math></b>		
<b>Tipo de solo</b>	<b>K (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	7,30	2,10
Areia Siltosa	6,80	2,30
Areia Silto-Argilosa	6,30	2,40
Areia argilosa	5,40	2,80
Areia argila-siltosa	5,70	2,90
Silte	4,80	3,20
Silte arenoso	5,00	3,00
Silte areno-argiloso	4,50	3,20
Silte argiloso	3,20	3,60
Silte argilo-arenoso	4,00	3,30
Argila	2,50	5,50
Argila arenosa	4,40	3,20
Argila areno-siltosa	3,00	3,80
Argila siltosa	2,60	4,50
Argila silto-arenosa	3,30	4,10

Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Na Tabela 5 obtemos os valores dos fatores F1 e F2, fatores adimensionais, para estacas tipo raiz.

**Tabela 5** - Valores de F1 e F2 para estacas tipo raiz.

Escavada com lama	F1= 3,50	F2= 4,50
Escavada grande diâmetro	F1= 3,50	F2= 7,00
Escavada pequeno diâmetro	F1= 3,00	F2= 6,00
Franki – fuste apilado	F1= 2,30	F2= 3,00
Franki – fuste vibrado	F1= 2,30	F2= 3,20
Hélice contínua	F1= 3,00	F2= 3,80
Metálica	F1= 1,80	F2= 3,50
Pré moldada cravada	F1= 2,50	F2= 3,50
Pré moldada prensada	F1= 1,20	F2= 2,30
Estaca raiz	F1= 2,20	F2= 2,40
Strauss	F1= 4,20	F2= 3,90

Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Para a finalização do cálculo da carga admissível utiliza-se o fator de segurança global conforme a Equação 13 a seguir:

$$Q_{adm} = \frac{R_T}{2,0} \quad (13)$$

#### 2.5.4 Dimensionamento da Armadura

A NBR 6122 (ABNT, 2019) diz que além do comprimento deve-se calcular a armadura para todas as estacas tipo raiz, independentemente de seu carregamento, sendo a taxa mínima de armadura igual a 0,5% da seção da estaca. Para isso necessita-se calcular os esforços de tensão na cabeça da estaca, conforme a Equação 14.

$$\sigma_{cabeça} = \frac{\alpha \cdot K \cdot P_{adm}}{A_{estaca}} \quad (14)$$

Onde:

$\sigma_{cabeça}$  = Tensão na cabeça da estaca;

$P_{adm}$  = Carga admissível;

$A_{estaca}$  = Área da estaca.

A armadura interna tem como principal função a transferência de esforços dos elementos estruturais superiores à estaca para a mesma. Quando a tensão resultante na cabeça da estaca for inferior a 6 MPa utiliza-se a armadura mínima calculada com a equação 16. Já quando essa tensão é superior a este valor ou em casos onde utiliza-se aço com resistência maior que 500 MPa, realiza-se o cálculo da área de aço conforme a Equação 15.

$$A_s = \frac{P_{adm} \cdot 1,4}{f_{yd} - 0,85 \cdot f_{cd}} - \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{est}}{f_{yd} - 0,85 \cdot f_{cd}} \quad (15)$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,5\% \cdot A_{seção \text{ transversal}} \quad (16)$$

Onde:

$A_s$  = Área de aço;

$A_{s \text{ mín}}$  = Área de aço mínima;

$A_{seção\ transversal}$  = Área da seção transversal;

$A_{est}$  = Área da estaca;

$f_{cd}$  = Resistência do concreto de projeto. Referente ao  $F_{ck}$  minorado com o fator de segurança 1,8, conforme estipulado pela NBR 6122 (ABNT, 2019);

$f_{yd}$  = Resistência do Aço de projeto. Fator  $F_{yk}$  minorado com o fator de segurança 1,15, conforme estipulado pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

O comprimento desta armadura é obtido através da Equação 17, deduzida do método de Décourt-Quaresma.

$$L = \frac{R_l}{\beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1\right) \cdot U} \quad (17)$$

Onde:

L = Comprimento da armadura longitudinal.

### 3 METODOLOGIA

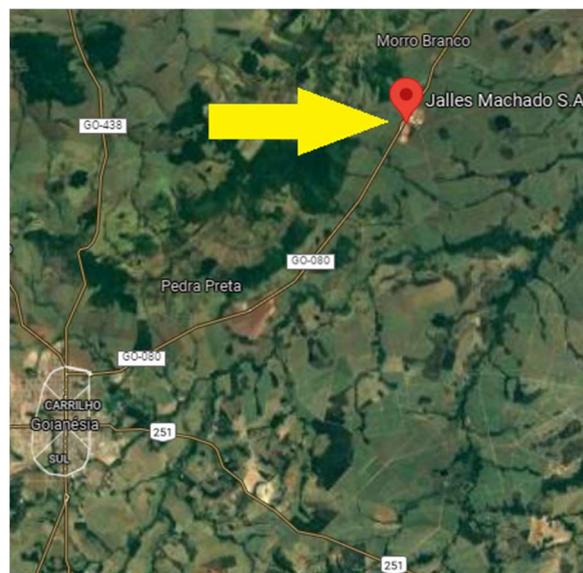
O princípio da realização do presente trabalho é de caráter comparativo com intuito de ampliar o conhecimento técnico sobre as estacas do tipo raiz. Este estudo será dividido em 4 etapas descritas a seguir:

- 1ª Etapa: Caracterização da estaca a partir dos dados disponibilizados.
- 2ª Etapa: Realização dos cálculos pelo método numérico;
- 3ª Etapa: Realização dos cálculos pelo método analítico levando em consideração o método de Décourt-Quaresma e Aoki Velloso;
- 4ª Etapa: Realização de um estudo comparativo entre os dois métodos calculados nas etapas acima.

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DA ESTACA

A fundação utilizada para realização do estudo caracteriza-se como fundação profunda, localizada na empresa Jalles Machado que atua na região de Goianésia (Figura 11), a fundação é composta por 6 estacas do tipo raiz que tem como objetivo suportar a carga de um desfibrador de cana de açúcar disposto sobre uma laje maciça, apoiada em vigas de amarração, que estão apoiadas em 4 pilares que nascem sobre o bloco de coroamento das estacas, conforme Figura 12, totalizando a carga máxima  $Q_{m\acute{a}x} = 210$  tf sobre as estacas.

**Figura 11** - Localização da empresa Jalles Machado, próximo a Goianésia.



Fonte: Google Maps, 2021.

**Figura 12** - Base Desfibrador finalizada.

Fonte: Do autor, 2021.

A primeira etapa é o levantamento dos dados essenciais para a realização dos cálculos. Os dados de sondagem SPT e marcações topográficas foram fornecidos pela Jalles Machado SA. Adotaremos para as 6 estacas em estudo o diâmetro de  $\varnothing$  31cm e capacidade para 35 tf por estaca, o concreto utilizado será C30  $f_{ck}= 30\text{MPa}$ , o fator água cimento  $a/c \leq 0,55$ , o módulo de elasticidade será  $E = 31000 \text{ MPa}$ , o aço será CA-50  $f_{yk} \geq 500\text{MPa}$ , o nível de referência denominado “EL 000” é igual ao nível do piso acabado.

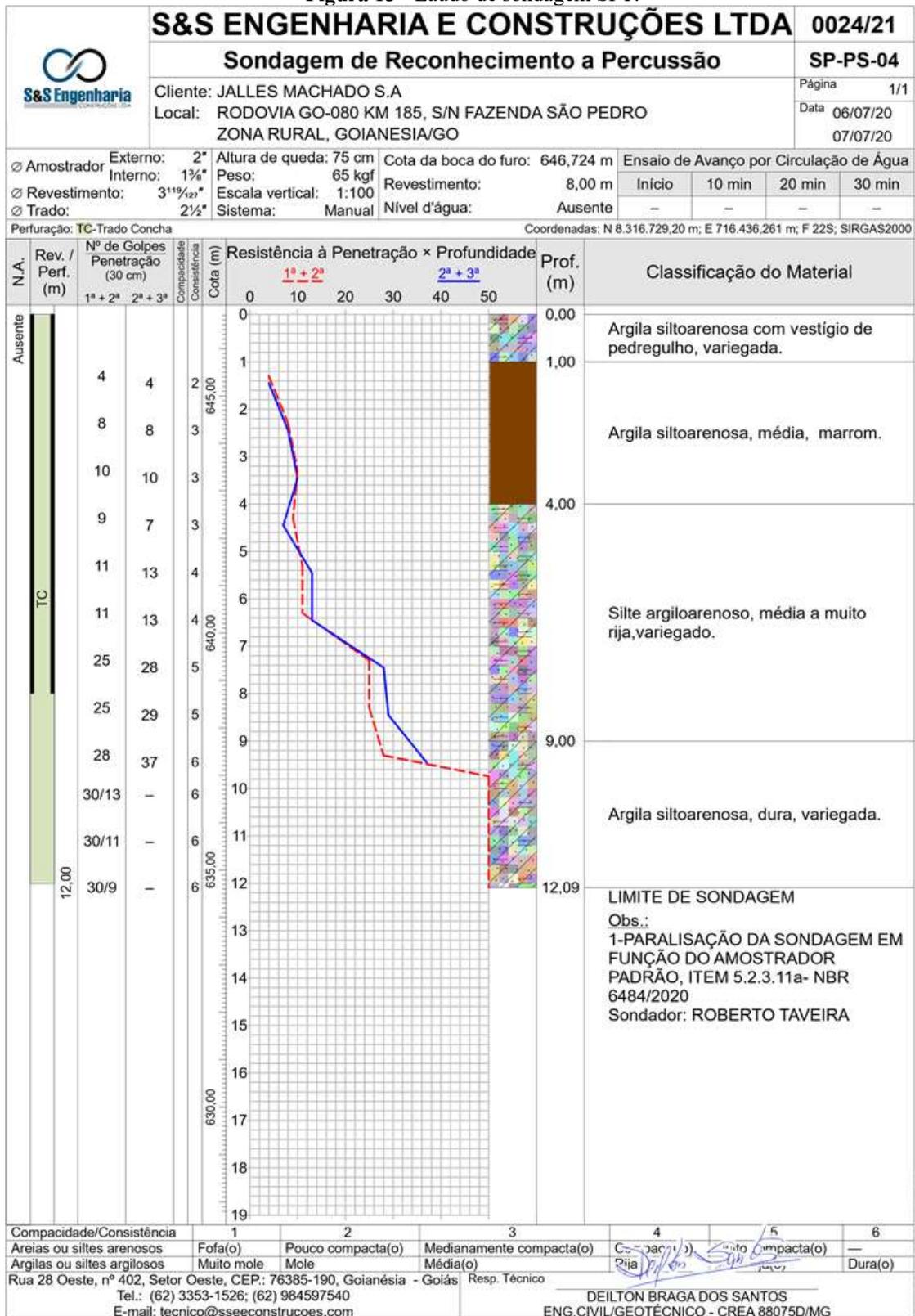
O ensaio SPT realizado no local mostra o limite de sondagem na profundidade de 12,09m. na Tabela 6, está descrito a classificação do solo de acordo com os níveis, contidos na sondagem SPT disponibilizada pela empresa Jalles Machado. Na Figura 13 o laudo de sondagem SPT.

**Tabela 6** - Classificação dos materiais do solo de acordo com o nível do solo.

<b>Classificação do solo</b>	
<b>Nível (m)</b>	<b>Classificação</b>
-1	Argila siltoarenosa com vestígios de pedregulho, variegada.
-4	Argila siltoarenosa média marrom.
-9	Siltearenoso média a muito rija, variegado.
-12,09	Argila siltoarenosa, dura, variegada.

Fonte: Sondagem SPT.

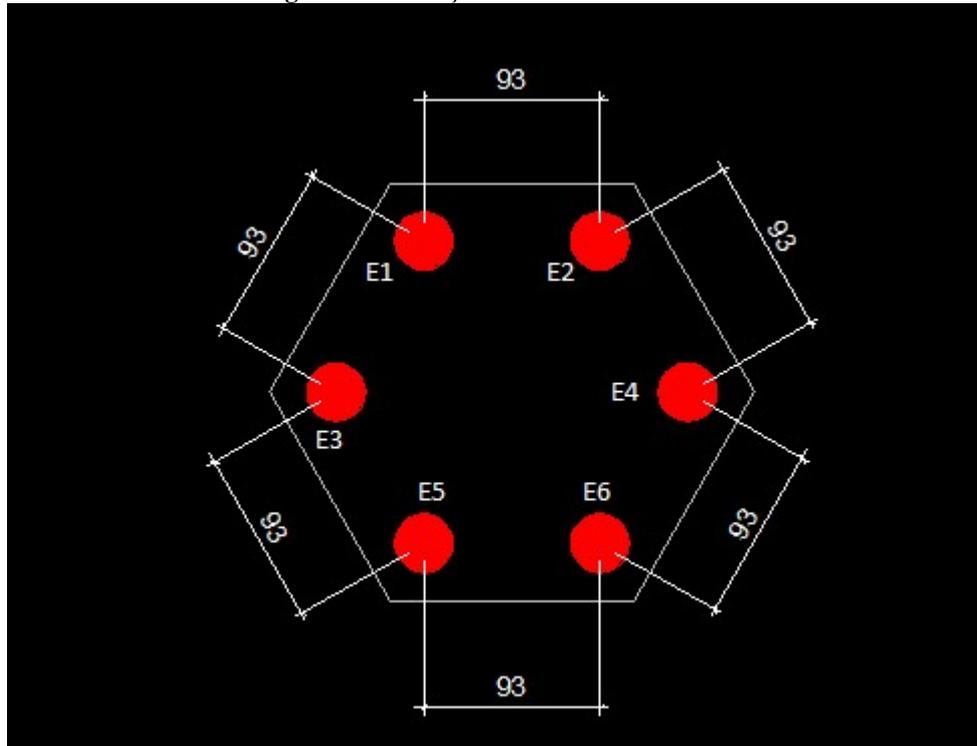
Figura 13 - Laudo de sondagem SPT.



Fonte: Jalles Machado SA.

A locação das estacas está representada na Figura 14 e os dados referentes as cotas de cada estaca na Tabela 7.

Figura 14 - Locação das estacas.



Fonte: Do autor.

Tabela 7 - Cotas de projeto para estaqueamento.

COTAS DE PROJETO DAS ESTACAS		
Estacas	Eixo X (cm)	Eixo Y (cm)
01	779.1999	1245.6409
02	904.1999	1245.6409
03	709.1999	1120.6409
04	974.1999	1120.6409
05	779.1999	1038.1409
06	904.1999	1038.1409

Fonte: Jalles Machado SA.

### 3.2 REALIZAÇÃO DOS CÁLCULOS PELO MÉTODO NUMÉRICO

Após a obtenção dos dados essenciais inicia-se a segunda etapa do projeto, que será composta pela realização dos cálculos pelo método numérico. O *software* Eberick® foi

escolhido para o dimensionamento por se tratar do *software* mais utilizado para cálculos de estruturas.

Essa etapa será dividida em quatro etapas, descritas e detalhadas a seguir:

1ª Etapa: Apresentação das principais configurações do *Software*, evidenciando em forma de imagens as principais configurações a serem realizadas antes do lançamento da estrutura;

2ª Etapa: Realizar o lançamento dos pavimentos, da estrutura e das cargas, detalhando-o passo a passo;

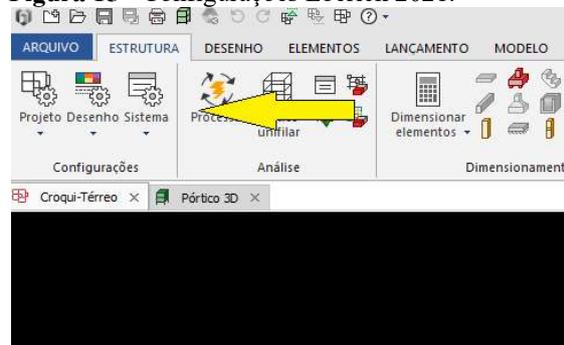
3ª Etapa: Após os cálculos realizados pelo programa será demonstrado as partes referentes ao cálculo das estacas em formas de imagens e tabelas;

4ª Etapa: Realizar o detalhamento da armadura da estaca com base no resultado obtido.

### 3.2.1 Configurações do *Software*

As configurações do *Software* são muito importantes para a obtenção de resultados satisfatórios. Após a instalação do programa nas suas versões mais recente , 2021, o *software* vem com a configuração padrão atualizada com as normas da ABNT, porém alguns detalhes precisam ser alterados de acordo com a necessidade do usuário, a versão utilizada para o dimensionamento foi a 2021. Na aba “Estruturas” em “configurações” tem-se as para projeto, desenho e sistema, conforme destacado na Figura 15.

**Figura 15** - Configurações Eberick 2021.



Fonte: Do autor.

No tópico “Análise” dentro das configurações para projeto é importante que esteja marcado “utilizar o processo P delta” no item P delta, este processo é uma análise não linear geométrica onde o programa faz uma verificação da deformação oriunda dos momentos de

segunda ordem. No item “tipo de estruturas” é importante deixar em “estruturas usuais” e “imperfeições globais” marcado em X e em Y para que a majoração das cargas seja considerada para as duas direções. Na Figura 16 é possível observar estas e as demais configurações deste item.

Figura 16 - Configuração Análise.

Análise

**Geral**

Redução no engaste para nós semirrigidos: 20 %

Redução na torção para os pilares: 0 %

Redução na torção para as vigas: 85 %

Aumento na rigidez axial dos pilares: 1 ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

**Ligação viga-pilar**

Flexibilizar ligação com pilar equivalente

Aplicar para relação h/b maior que: 5 ...

**Não linearidade física**

Rigidez das vigas: 0.4 Ec.Ic

Rigidez dos pilares: 0.8 Ec.Ic

Rigidez das lajes: 0.5 Ec.Ic

Rigidez das estacas: 0.8 Ec.Ic

Rigidez alvenaria estrutural: 0.8 Ea.I

**Não linearidade geométrica**

Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações: 10

Precisão mínima: 1 %

Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A ...

**Imperfeições globais**

Tipo de estrutura: Estruturas usuais

Combinação vertical característica: G1+G2+Q+A ...

**Processo**

Grelhas + pórtico espacial

Modelo integrado

Painéis de lajes... Modelo da fundação...

Modelo ELS... Avançado...

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor.

Outro tópico importante é o “Dimensionamento” dentro ainda das configurações de projeto este é composto por 5 abas, sendo para este caso a aba “bloco” a mais importante. Nesta aba no item “estacas” é onde configura-se as estacas, a “seção padrão” adotada é a “circular”, em “propriedades” neste mesmo item temos o cadastro da estaca a ser utilizada, ela fora cadastrada de acordo com o projeto conforme a Figura 17. Na opção inserir é feito o cadastro do diâmetro da estaca, material a ser executada, classe de resistência, carga máxima vertical e horizontal e momento máximo, conforme a Figura 18. O item “método de cálculo” é o de “Blevot e frèmy”. O Item “armadura” é onde configura-se as armações dos blocos, sendo essa feita conforme a Figura 19.

**Figura 17 - Cadastro de estacas**

Cadastro de estacas dos blocos

Ativo	Tipo	Nome	Área plena (cm <sup>2</sup> )	Classe de resistência	Carga vertical máxima (tf)	Carga horizontal máxima (tf)	Momento máximo (kgf.m)	Custo
<input type="checkbox"/>	circular	C30	706.86	C-25	30.00	9.00	1500.00	0.00
<input checked="" type="checkbox"/>	circular	C31	754.77	C-25	35.00	35.00	1000.00	0.00
<input type="checkbox"/>	circular	C40	1256.64	C-25	25.00	50.00	50000.00	0.00
<input type="checkbox"/>	circular	R20	1256.64	C-25	50.00	50.00	80000.00	0.00

Fonte: Do autor.

**Figura 18 - Incluir nova estaca.**

Alterar estaca

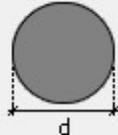
Seção

Nome

Tipo

b  cm    d  cm

tw  cm    tf  cm



Propriedades

Material

Classe de resistência

Carga vertical máxima  tf

Carga horizontal máxima  tf

Momento máximo  kgf.m

Custo

Fonte: Do autor, ano

**Figura 19 - Armadura dos blocos.**

Armadura dos blocos

<b>Armadura principal</b> Concentrada sobre as estacas Número mínimo: 4 Relação máxima entre altura e CG da armadura: 5 % Distribuída no bloco Espaçamento máximo: 20 cm Majorar armadura: 1.25 Diâmetro mínimo: 8.0		<b>Estribos horizontais</b> Número mínimo: 5 Espaçamento mínimo: 5 cm Espaçamento máximo: 15 cm Diâmetro mínimo: 5.0	
<b>Armadura superior</b> <input checked="" type="checkbox"/> Utilizar armadura superior Espaçamento máximo: 20 cm Diâmetro mínimo: 5.0		<b>Estribos verticais</b> Número mínimo: 5 Espaçamento mínimo: 10 cm Espaçamento máximo: 25 cm <input type="checkbox"/> Aplicar para bloco de 1 estaca Diâmetro mínimo: 5.0	
<b>Armadura de distribuição</b> Diâmetro: 5.0 Espaçamento máximo: 20 cm		<b>Disposição das armaduras</b> 1 estaca: Vertical e horizontal 3 estacas: Par aos lados 4 estacas: Par aos lados	
<b>Blocos com estacas em linha</b> Com estribos: Vertical e horiz.			

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor.

Em “materiais e durabilidade”, também nas configurações de projeto, fora alterado os dados de acordo com este estudo, sendo resultante a Figura 20. Realizadas estas configurações, inicia-se o lançamento das estacas.

**Figura 20 - Configuração materiais e durabilidade.**

Materiais e durabilidade

<b>Aplicação</b> <input checked="" type="radio"/> Projeto inteiro <input type="radio"/> Por pavimento	<b>Abertura máxima das fissuras</b> Contato com o solo: 0.2 mm Contato com a água: 0.1 mm Demais peças: 0.3 mm Combinações: Frequentes																																																												
<b>Classe de agressividade</b> : II (moderada) <b>Dimensão do agregado</b> : 19 mm <input type="checkbox"/> Controle rigoroso nas dimensões dos elementos <input checked="" type="checkbox"/> Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade																																																													
<b>Elementos</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Concreto</th> <th>Cobrimento (peças externas)</th> <th>Cobrimento (peças internas)</th> <th>Cobrimento (contato com o solo)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Vigas</td> <td>C-35</td> <td>2.5 cm</td> <td>2.5 cm</td> <td>3 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Pilares</td> <td>C-30</td> <td>2.5 cm</td> <td>2.5 cm</td> <td>4.5 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Lajes</td> <td>C-35</td> <td>2.5 cm</td> <td></td> <td>3 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Reservatórios</td> <td>C-30</td> <td>3 cm</td> <td></td> <td></td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Blocos</td> <td>C-25</td> <td></td> <td></td> <td>4.5 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Sapatas</td> <td>C-30</td> <td></td> <td></td> <td>4.5 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Tubulões</td> <td>C-25</td> <td></td> <td></td> <td>4.5 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Muros</td> <td>C-25</td> <td></td> <td></td> <td>4.5 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Radier</td> <td>C-25</td> <td></td> <td></td> <td>4.5 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> </tbody> </table>		Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)		Vigas	C-35	2.5 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...	Pilares	C-30	2.5 cm	2.5 cm	4.5 cm	Bitolas...	Lajes	C-35	2.5 cm		3 cm	Bitolas...	Reservatórios	C-30	3 cm			Bitolas...	Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...	Sapatas	C-30			4.5 cm	Bitolas...	Tubulões	C-25			4.5 cm	Bitolas...	Muros	C-25			4.5 cm	Bitolas...	Radier	C-25			4.5 cm	Bitolas...	
	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)																																																									
Vigas	C-35	2.5 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...																																																								
Pilares	C-30	2.5 cm	2.5 cm	4.5 cm	Bitolas...																																																								
Lajes	C-35	2.5 cm		3 cm	Bitolas...																																																								
Reservatórios	C-30	3 cm			Bitolas...																																																								
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...																																																								
Sapatas	C-30			4.5 cm	Bitolas...																																																								
Tubulões	C-25			4.5 cm	Bitolas...																																																								
Muros	C-25			4.5 cm	Bitolas...																																																								
Radier	C-25			4.5 cm	Bitolas...																																																								
<b>Elementos pré-moldados</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Concreto</th> <th>Cobrimento (peças externas)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Vigas</td> <td>C-25</td> <td>3 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> <tr> <td>Pilares</td> <td>C-25</td> <td>3 cm</td> <td>Bitolas...</td> </tr> </tbody> </table>		Concreto	Cobrimento (peças externas)		Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...	Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...																																																	
	Concreto	Cobrimento (peças externas)																																																											
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...																																																										
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...																																																										

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor.

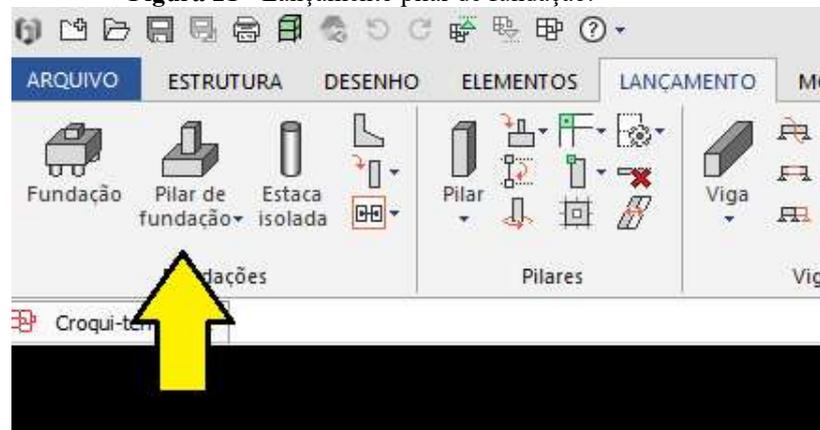
### 3.2.2 Lançamento dos Pavimentos

Neste projeto fora lançado 2 pavimentos, o térreo com altura de 300cm que contempla o lançamento do pilar de fundação utilizado para o lançamento do bloco de coroamento, das camadas do solo e o próprio bloco, no pavimento superior o pilar de fundação passa para o próximo piso para representar a carga do motor do desfibrador.

#### 3.2.2.1 Pavimento Térreo

No pavimento térreo fora lançado o pilar de fundação, na aba “lançamentos” clica-se em “pilar de fundação” conforme a Figura 21, abre-se uma nova janela para configuração do mesmo, a seção escolhida fora 40cm X 40cm e no item “fundação” marcado a opção “bloco” conforme a FIGURA 22. No item “cargas” é possível lançar as cargas no pilar de fundação, fora lançado como carga adicional -190 tf, que acrescida das cargas do peso próprio da estrutura obtém-se o valor desejado de capacidade de carga de 35tf por estaca, demonstrado na Figura 23.

Figura 21 - Lançamento pilar de fundação.



Fonte: Do autor.

**Figura 22** - Configuração para lançamento pilar de fundação.

Pilar de fundação

Pilar  
Nome  Ambiente

Modelo  
Altura barra  12 cm Vínculo pilar   
Vínculo apoio

Seção do pilar  
Tipo   
b  cm h  cm  
b1  cm h1  cm  
Ângulo de abertura  °  
Ângulo de rotação  °  
Elevação  cm

Fundação  
 Bloco  Sapata  Divisa  Tubulão  
Associação   
Rotação   
Ângulo  °  
Profundidade (df)  cm  
Altura do arranque (ha)  cm

Capitel  
 Usar capitel  
Ângulo de rotação  ° b  cm  
Espessura  cm h  cm

Fonte: Do autor.

**Figura 23** - Lançamento de cargas pilar de fundação

Carga concentrada

Ação

Cargas	Momentos
Fx <input type="text" value="0"/> tf	Mx <input type="text" value="0"/> kgf.m
Fy <input type="text" value="0"/> tf	My <input type="text" value="0"/> kgf.m
Fz <input type="text" value="-190"/> tf	Mz <input type="text" value="0"/> kgf.m

Cargas de vento  
 Não aplicar  
 Aplicar todas  
 Aplicar selecionadas

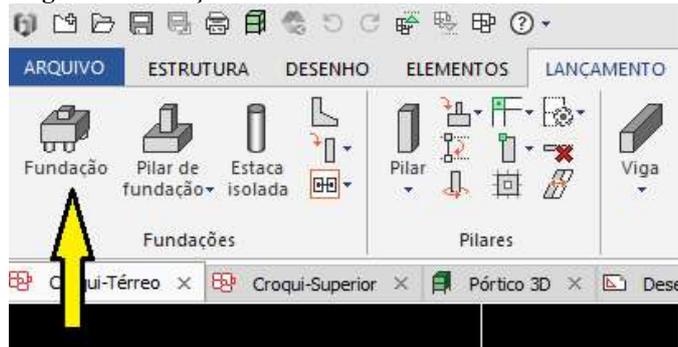
Varição de temperatura uniforme  
Caso T1  °C  
Caso T2  °C

Retração  
 Calcular automaticamente  
Deformação uniforme  %

Fonte: Do autor.

Com o pilar de fundação finalizado inicia-se o lançamento do bloco de coroamento, localizado na aba “lançamentos” no item “fundação” destacado na Figura 24, nesta janela é possível lançar o tipo do bloco, da estaca, e configurar as estacas para o modelo desejado, fora configurado conforme a Figura 25. O bloco utilizado fora o hexagonal, visto que o *software* não disponibiliza esta disposição de estacas para blocos quadrados.

**Figura 24** - Lançamento do bloco de coroamento.



Fonte: Do autor.

**Figura 25** - Lançamento do bloco de coroamento.

Fundação

Dados

Nome: P2

Ângulo de rotação: 0 °

Tipo: Bloco

Elevação: 0 cm

Vínculo: Rotulado

Considerar estacas no modelo

Bloco

Tipo de bloco: 6 HEX

Tipo de estaca: circular

Estaca: C31

Esp. B: 125.00 cm

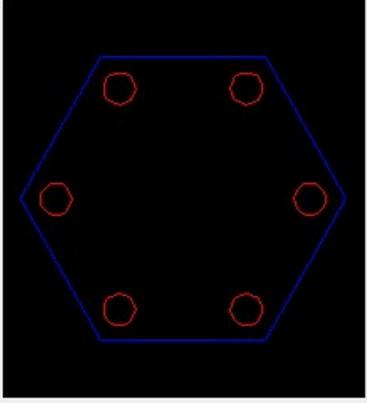
Esp. H: 125.00 cm

hb: 140.00 cm

CB: 15.00 cm

LB: 320.44 cm

LH: 277.51 cm



OK Cancelar Desenho... Cargas... Ajuda

Fonte: Do autor.

Para realizar o lançamento das camadas do solo, utiliza-se a sondagem SPT e com base nos dados contido nela cadastra-se as informações no *software*. Continuando na mesma janela do lançamento do bloco em “considerar estacas do modelo” clicando nas reticencias, abre-se a janela para lançamento das camadas do solo conforme a Figura 26. Em “camadas do solo” no ícone “+” inicia-se o cadastro das camadas de cima para baixo, sendo o comprimento referente ao tamanho da camada encontrado na sondagem SPT, o coeficiente de recalque vertical é obtido através da Equação 26. Após o resultado obtém -se o valor do coeficiente na Tabela 8. O coeficiente de *Poisson* é encontrado na Tabela 9 com base no tipo de solo, ele é usado para calcular o coeficiente de recalque horizontal utilizando a equação 25.

$$KH = KV \cdot \nu \quad (25)$$

A Figura 27 demonstra as camadas já lançadas. Finalizado estes passos, lança-se o bloco e estacas no eixo central do pilar de fundação.

**Figura 26 - Cadastro camadas de solo.**

Fonte: Do autor.

**Figura 27** - Cadastro camadas de solo finalizado.

Modelo

Geral

Rigidez das molas do fuste

Adotar configuração

Constante

Linear

Vínculo na ponta Rotulado ...

Camadas de solo

Comprimento (cm)	Coef. recalque vertical (kgf/cm <sup>2</sup> )	Coef. recalque horizontal (kgf/cm <sup>2</sup> )
100	1.84	0.552
300	4	1.2
500	5.8	1.74
309	1.57	0.471

Comprimento total 1209 cm

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor.

$$Tensão_{adm} = 0,2 \cdot SPT_{m\u00e9dio} \quad (26)$$

**Tabela 8** - Coeficiente de recalque (KV) de acordo com a tensão admissível.

<b>Tensão Admissível</b>	<b>KV</b>	<b>Tensão Admissível</b>	<b>KV</b>
0,25	0,65	2,15	4,30
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00
0,65	1,57	2,55	5,10
0,70	1,66	2,60	5,20
0,75	1,75	2,65	5,30
0,80	1,84	2,70	5,40
0,85	1,93	2,75	5,50
0,90	2,02	2,80	5,60
0,95	2,11	2,85	5,70
1,00	2,20	2,90	5,80
1,05	2,29	2,95	5,90
1,10	2,38	3,00	6,00
1,15	2,47	3,05	6,10
1,20	2,56	3,10	6,20
1,25	2,65	3,15	6,30
1,30	2,74	3,20	6,40
1,35	2,83	3,25	6,50
1,40	2,92	3,30	6,60
1,45	3,01	3,35	6,70
1,50	3,10	3,40	6,80
1,55	3,19	3,45	6,90
1,60	3,28	3,50	7,00
1,65	3,37	3,55	7,10
1,70	3,46	3,60	7,20
1,75	3,55	3,65	7,30

1,80	3,64	3,70	7,40
1,85	3,73	3,75	7,50
1,90	3,82	3,80	7,60
1,95	3,91	3,85	7,70
2,00	4,00	3,90	7,80
2,05	4,10	3,95	7,90
2,15	4,20	4,00	8,00

Fonte: Alto QI suporte, 20,21.

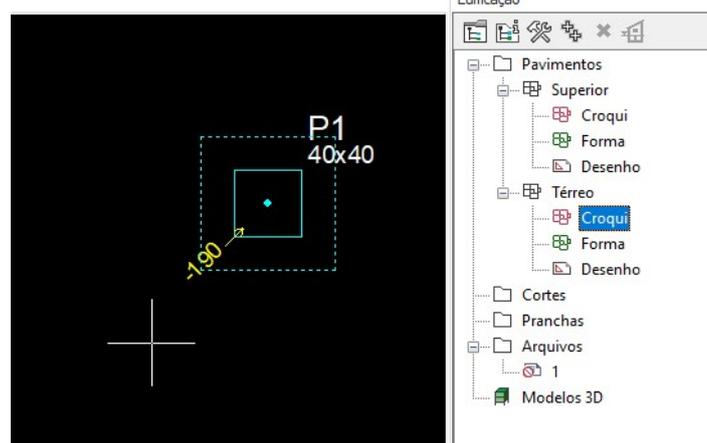
**Tabela 9** - Coeficiente Poisson de acordo com o tipo de solo.

Tipo de solo	Coeficiente Poisson
Argila com areia e silte	0,3
Areia compacta	0,3
Solos arenosos	0,15

Fonte: BERNHARDT 2016, adaptado de ALMEIDA NETO (1989).

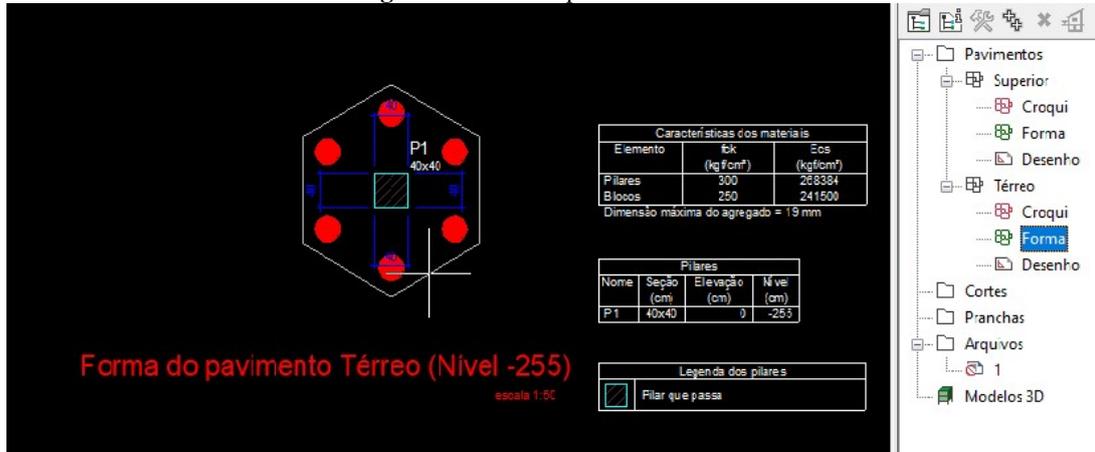
A Figura 28 demonstra o resultado do croqui do pavimento térreo após a finalização dos lançamentos. A Figura 29 traz o resultado da forma deste pavimento.

**Figura 28** - Croqui pavimento térreo finalizado.



Fonte: Do autor.

Figura 29 - Forma pavimento térreo.

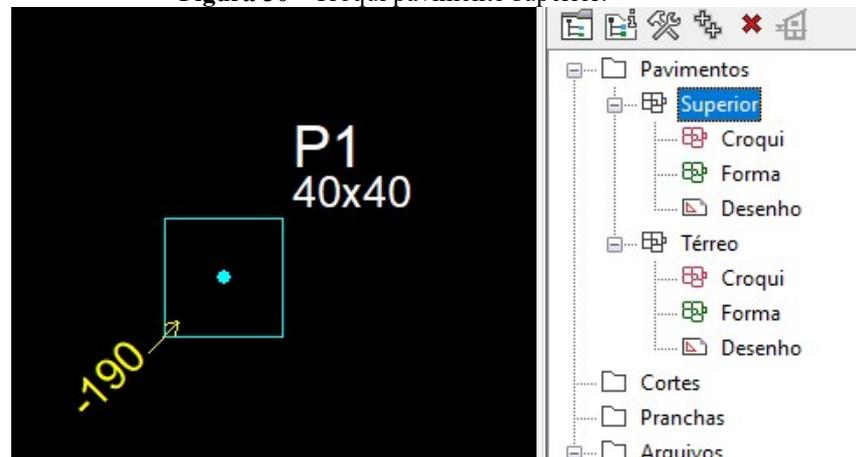


Fonte: Do autor.

### 3.2.2.2 Pavimento superior

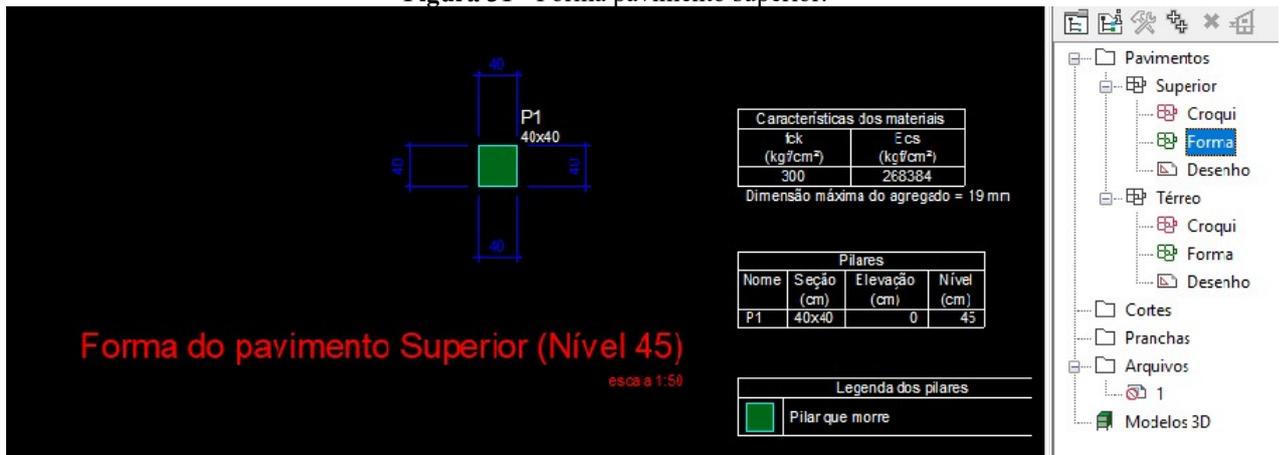
Para representar a carga do motor do desfibrador, utilizamos um pilar com seção 40cm X 40cm, copia-se somente o pilar do croqui térreo para o superior. O pilar já vem configurado conforme o local de origem, basta acrescentar a carga adicional referente ao peso do motor de -190tf clicando-se sobre o pilar copiado, seguindo o mesmo passo da Figura 23. Na Figura 30 observa-se o croqui do pavimento superior após o lançamento do pilar e das cargas. A Figura 31 traz as formas do pavimento superior, que neste caso é o pilar que descarrega a carga do motor no bloco de coroamento. A Figura 32 é o modelo 3D da estrutura após o lançamento completamente finalizado.

Figura 30 - Croqui pavimento superior.



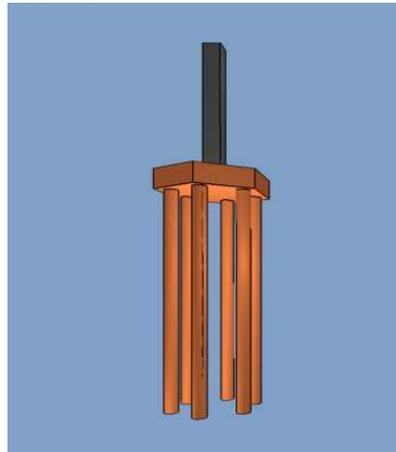
Fonte: Do autor.

**Figura 31** - Forma pavimento superior.



Fonte: Do autor.

**Figura 32** - 3D estrutura finalizada.



Fonte: Do autor.

### 3.3.3 Memorial de cálculo

No Anexo A tem-se os cálculos detalhados de todos os elementos do pavimento térreo. Com as características adotadas para as estacas, obteve-se as seguintes tensões na estaca, conforme Tabela 10.

**Tabela 10** - Tensões junto as estacas.

Tensão	kgf/cm <sup>2</sup>
Solicitante	108.37
Admissível	115.71

Fonte: Do autor.

Na Tabela 11 observa-se os valores resultantes dos esforços em cada estaca.

**Tabela 11** - Esforços nas estacas.

ESTACA	CARGA MAX. (Tf)	CARGA MIM. (Tf)	MOMENTO (Kgf.m)	FORÇA HORIZ. (Tf)
E1-1	34.59	33.87	0	0.13
E1-2	34.54	33.91	0	0.13
E1-3	34.54	33.91	0	0.13
E1-4	34.54	33.91	0	0.13
E1-5	34.54	33.91	0	0.13
E1-6	34.59	33.87	0	0.13

Fonte: Do autor.

### 3.3.4 Detalhamento da estaca

O *software* não realiza o detalhamento das estacas, sendo necessário realizá-lo manualmente, iniciando-o pelo cálculo da tensão na cabeça da estaca utilizando a Equação 14.

$$\sigma_{cabeça} = \frac{33,87}{(0,0755 \cdot 10000)}$$

$$\sigma_{cabeça} = 0,045 \text{ tf/cm}^2$$

O resultado obtido possui tensão menor que 6 MPa, utiliza-se a armadura mínima obtida na Equação 16.

$$A_{smin} = 0,5\% \cdot 100^2 \cdot 0,0755$$

$$A_{aço} = 3,775 \text{ cm}^2$$

A partir do resultado da área de aço é feita a escolha do diâmetro das barras longitudinais, seguindo os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014) o diâmetro escolhido foi de 10mm. E o número de barras foi obtido partir das Equações 19 e 18.

$$A_{SB} = 10 \cdot \pi/4/100$$

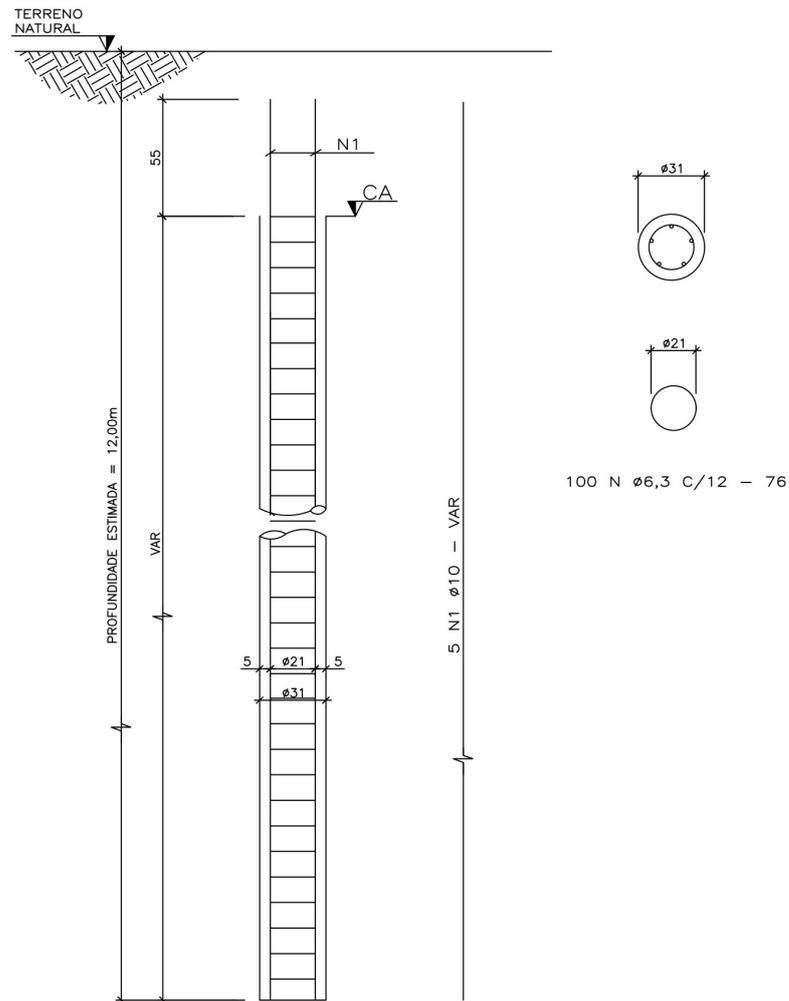
$$A_{SB} = 0,785$$

$$Qte_{barras} = \frac{3,775}{0,785}$$

$$Qte_{barras} = 4,8 = 5$$

A Figura 33 demonstra o detalhamento final da estaca raiz, atendendo a resistência necessária.

**Figura 33 - Detalhamento da estaca.**



Fonte: Do autor.

### 3.3 REALIZAÇÃO DOS CÁLCULOS PELO MÉTODO ANALÍTICO

Após o conhecimento dos dados principais inicia-se o cálculo da capacidade de carga nas estacas. Nos cálculos realizados através da metodologia analítica, adotou-se os métodos de Decourt-Quaresma e Aoki Velloso para obtenção destes resultados.

#### 3.3.1 Decourt- Quaresma

Através da Equação 4 é possível obter o valor da resistência de ponta. O valor de  $\alpha$  e de  $K$  é encontrado nas Tabelas 3 e 2 respectivamente, o valor de  $N$  é obtido pelo NSPT médio

encontrado na sondagem, sendo o solo argila siltoarenosa presente na ponta da estaca seus valores são respectivamente 0,85 , 3,30 , 22 logo:

$$R_p = \left( 0,85 \cdot \left( \frac{31}{100} \right)^2 / 4 \right) \cdot 12 \cdot 22$$

$$R_p = 16,9 \text{ tf}$$

Para obter o valor da resistência lateral é utilizado a Equação 5, o coeficiente  $\beta$  é encontrado na Tabela 4.

$$R_L = 1,5 \cdot \left[ \left( \frac{37}{3} + 1 \right) \cdot 0,9739 + 44,1 \right]$$

$$R_L = 85,63 \text{ tf}$$

Para encontrar-se a resistência total de ruptura, utiliza-se a Equação 3.

$$R_T = (16,9) + (85,63)$$

$$R_T = 102,53 \text{ tf}$$

Conhecido o valor da resistência a ruptura, utiliza-se o menor valor encontrado entre as Equações 6 e 7 para a capacidade de carga admissível da estaca.

$$Q_{adm1} = \frac{102,53}{2}$$

$$Q_{adm1} = 51,3 \text{ tf}$$

$$Q_{adm2} = \frac{85,63}{1,3} + \frac{16,9}{4,0}$$

$$Q_{adm2} = 70,09 \text{ tf}$$

$$Q_{adm} = \text{menor valor entre } Q_{adm1} \text{ e } Q_{adm2}$$

$$Q_{adm} = 51,3 \text{ tf}$$

### 3.3.2 Aoki Velloso

Neste método inicia-se o cálculo da capacidade de carga com as Equações 8 e 9 para obtenção da resistência de ponta no cone e o atrito lateral, respectivamente.

$$q_c = 3,30$$

$$f_s = 0,85 \cdot 3,30$$

$$f_s = 2,805$$

Com a Equação 11 calcula-se o valor da resistência de ponta, sendo o valor de F1 encontrado na Tabela 5.

$$R_p = 0,0755 \cdot \frac{33 \cdot 22}{2,2}$$

$$R_p = 24,9 \text{ tf}$$

A Equação 12 traz o resultado da resistência lateral, sendo o valor de F2 encontrado na Tabela 5.

$$R_L = 0,974 \cdot \frac{0,03 \cdot 33 \cdot 37}{2,4} + 36,2$$

$$R_L = 51,1 \text{ tf}$$

Encontrado as duas resistências ( $R_p$ ) e ( $R_L$ ) utiliza-se a Equação 10 para encontrar-se a resistência total de ruptura.

$$R_T = (24,9) + (51,1)$$

$$R_T = 76 \text{ tf}$$

Com a Equação 13 utiliza-se o valor da ruptura total dividido pelo fator de segurança para encontrar-se a capacidade de carga total admissível na estaca.

$$Q_{adm} = \frac{76}{2,0}$$

$$Q_{adm} = 38 \text{ tf}$$

### 3.3.3 Análise dos resultados obtidos

A capacidade de carga calculada por ambos os métodos deve ser maior que a carga prevista no projeto, isto garante que a estaca não irá recalcar ou sofrer quaisquer danos quando estiver sendo aplicado a carga máxima calculada sobre a estaca.

Para verificação de carga no método Décourt-Quaresma tem-se que:

$$Q_{adm} \geq Q_{m\acute{a}x} = 51,3 \text{ tf}$$

Para verificação de carga no método Aoki Velloso tem-se que:

$$Q_{adm} \geq Q_{m\acute{a}x} = 38 \text{ tf}$$

O método escolhido é o de Aoki Velloso, pois é o que possui a menor capacidade de carga.

### 3.3.4 Dimensionamento da armadura longitudinal

O cálculo da tensão na cabeça da estaca foi feito pelos dois métodos, com o intuito de encontrar alguma diferença entre os dois métodos, para a realização dos cálculos foi utilizado a equação 14.

Método analítico:

Para calcular a tensão na cabeça da estaca utilizamos a Equação 14:

$$\sigma_{cabeça} = \frac{38}{(0,0755 \cdot 10000)}$$

$$\sigma_{cabeça} = 0,0503 \text{ tf/cm}^2$$

O resultado obtido possui tensão menor que 6 MPa, utiliza-se a armadura mínima obtida na equação 16.

$$A_{smin} = 0,5\% \cdot 100^2 \cdot 0,0755$$

$$A_{aço} = 3,775 \text{ cm}^2$$

A partir desse resultado é feita a escolha do diâmetro e a quantidade de barras longitudinais, utilizando as equações 18 e 19.

$$A_{SB} = 10 \cdot \pi/4/100$$

$$A_{SB} = 0,785$$

$$Qte_{barras} = \frac{3,775}{0,785}$$

$$Qte_{barras} = 4,8 = 5$$

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) as fundações do tipo estaca raiz são armadas integralmente, excluindo assim os cálculos do comprimento de armadura longitudinal.

Armadura Longitudinal:

$$5 N_1 \text{ } \emptyset 10 \text{ - VAR}$$

### 3.3.5 Dimensionamento da armadura transversal

O dimensionamento da armadura transversal foi feito de acordo com a NBR 6118:

$$\phi_{Bestri} = 1/4 \cdot 1 = 2,5$$

Ou

$$\phi_{Bestri} = 6,3$$

Após o cálculo escolhe o menor valor,  $\phi_{Bestri} = 6,3\text{mm}$ .

Para encontrar o valor do espaçamento entre os estribos utilizou a equação 21.

$$S_{estr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot 1 = 12\text{cm} \\ 20\text{cm} \end{array} \right\}$$

Onde o valor encontrado foi obtido pelo menor valor entre eles, tendo assim um espaçamento de 12 cm.

O número de estribos é encontrado a partir da equação 22.

$$N_{estr} = \frac{1200}{12}$$

$$N_{estr} = 100$$

O número encontrado para a execução da estaca de 12m é de 100 estribos.

Para encontrar o diâmetro dos estribos utiliza-se a equação 23;

$$\phi_{estr} = 31 - 2 \cdot 5$$

$$\phi_{estr} = 21\text{cm}$$

O valor do diâmetro dos estribos foi de 21cm, e utilizou-se um cobrimento de 5cm, estabelecidos por norma.



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Compara-se, nesta seção, os resultados dos cálculos obtidos pelos métodos numérico e analítico. Para facilitar a demonstração da comparação dos valores obtidos, fora separado em quatro critérios comparando-os separadamente.

### 4.1 CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga é a tensão transmitida pela fundação ao solo, ela não é uma propriedade unicamente do solo ou da fundação, visto que depende de propriedade de ambos. Apresentar os seus resultados primeiramente é importante para a compreensão dos valores obtidos para os demais critérios. A Tabela 12 demonstra os valores de capacidade de carga dos métodos analisados.

**Tabela 12** - Comparação da capacidade de carga.

Método	tf
Numérico	33,87
Analítico	38

Fonte: Do autor.

A comparação dos resultados da capacidade de carga demonstra que os métodos obtiveram resultados diferentes, sendo o método numérico o menos conservador apresentando uma capacidade de carga 10% inferior ao outro método com um valor de 33,87 tf enquanto o método analítico apresenta uma capacidade de carga de 38 tf. Em termos estruturais a diferença entre os dois métodos foi mínima, visto que mesmo com a diferença eles conseguem atender a capacidade de carga total do desfibrador de cana de açúcar. O método numérico leva em conta alguns parâmetros que não são considerados no método analítico como por exemplo a análise do vento de acordo com a região do projeto, fator gama Z que leva em consideração a deslocabilidade dos nós, dentre outros.

### 4.2 ÁREA DE AÇO

A área de aço é quantidade de aço necessária para satisfazer as condições estruturais da estrutura, para realização dos cálculos de área de aço primeiro foi feito os cálculos da tensão na

cabeça da estaca onde fora utilizado os valores da capacidade de carga encontrada pelos dois métodos. A Tabela 13 demonstra os valores da tensão na cabeça da estaca pelos dois métodos analisados.

**Tabela 13** - Comparação da tensão na cabeça da estaca.

<b>Método</b>	<b>tf</b>
Numérico	0,0503
Analítico	0,045

Fonte: Do autor.

A partir dos valores das tensões fora realizado os cálculos de área de aço. De acordo com NBR 6120:2019, caso as tensões sejam menores que 6 MPa é obrigatório a utilização da armadura mínima. Nos dois casos analisados encontrou-se um valor menor que 6 MPa, então fora dimensionado a armadura mínima que é 5% da área da seção transversal, por se tratar de estacas com o mesmo diâmetro para os dois métodos encontrou-se a área de aço igual. Na Tabela 14 observa-se os resultados adotados das áreas de aço de acordo com cada método.

**Tabela 14** - Comparação da área de aço.

<b>Método</b>	<b>Cm<sup>2</sup></b>
Numérico	3,775
Analítico	3,775

Fonte: Do autor.

#### 4.3 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Uma vez calculado a área de aço da estaca, é necessário fazer o detalhamento das armaduras, que tem como principal objetivo facilitar a montagem e execução da estrutura. A realização de todo o detalhamento fora feito manualmente visto que o *software* Eberick® não possui a opção de detalhamento automático de estacas. Os detalhamentos obtidos foram idênticos visto que os dois métodos possuíam a mesma área de aço. O detalhamento seguiu os critérios da NBR 6118:2014. A Tabela 15 demonstra o detalhamento de cada método.

Tabela 15 - Comparação do detalhamento de armaduras.

Método	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal
Numérico	5 $N_1$ Ø10 – VAR	100 $N_2$ Ø6,3 C/12 – 76
Analítico	5 $N_1$ Ø10 – VAR	100 $N_2$ Ø6,3 C/12 – 76

Fonte: Do autor.

#### 4.4 TEMPO DE REALIZAÇÃO

O tempo para realização do projeto fora um dos critérios analisados visto que a cada ano que se passa se torna necessário uma otimização entre tempo e qualidade. Este fora um dos critérios onde se encontrou maior divergência.

O método numérico se demonstrou um método eficaz e rápido, visto que após a configuração correta do *software* é possível fazer todos os cálculos em minutos, ele também consegue entregar todo o memorial de cálculo detalhado e explicando cada item. Por se tratar também de um *software* computacional quase não existe chance de pequenos erros passarem despercebidos, com isso é possível ganhar muito tempo e uma qualidade maior.

O método analítico demonstrou uma deficiência no quesito tempo, por se tratar de um método onde todos os cálculos são feitos a mão, o tempo para realização de todos os cálculos é maior, além disso as chances de encontrar algum erro no final é grande e isso torna o método menos eficaz pois caso aconteça algum erro todos os cálculos devem ser refeitos, devido a isso ele não é aconselhável para grandes estruturas que necessitem de um número grande de estacas pois os cálculos aumentariam drasticamente e a chance de erros também.

## 5 CONCLUSÕES

O presente trabalho comprometeu-se com a análise de diferentes metodologias para cálculo de fundações profundas do tipo estaca raiz. Buscou-se, ao longo do estudo, enaltecer as diferenças presentes nestas metodologias e demonstrar que elas não são as únicas formas de se avaliar uma fundação profunda. Tratou-se, na análise numérica, de um estudo de caso executado na região de Goianésia, fazendo com que as conclusões dele tiradas possam ser aplicadas a fundações profundas do tipo estaca raiz. Os principais objetivos foram mostrar as divergências existentes nos métodos numérico e analítico de dimensionamento de estacas do tipo raiz, fornecer um estudo detalhado sobre este tipo de estaca que não dispõe de uma vasta biblioteca.

Analisando o *software* Eberick® em específico notou-se uma deficiência do mesmo em relação a estacas do tipo raiz, pois ele não possui o elemento fundação estaca raiz em sua programação, fora utilizado a opção de estaca escavada, o *software* também não possui a opção de detalhamento de armaduras para estacas. O método numérico possui um diferencial que é o tempo para realização dos cálculos de capacidade de carga, pois após a configuração correta dos elementos a entrega de capacidade de carga é feita de forma rápida e assertiva, possibilitando assim ao usuário fazer testes com diferentes tipos de solo em pouco tempo, outro grande ponto do método numérico é a entrega do pórtico 3D onde é possível ver a estrutura com o seu formato após a execução, esse item facilita no entendimento do modelo da fundação e também para encontrar possíveis erros de lançamento, ele também oferece pranchas finais, como plantas de forma, plantas de locação e cortes, as plantas são geradas de acordo com a geometria da estrutura, por fim o programa possui uma geração automatizada de memorial de cálculo da edificação, o que proporcionará ao projeto uma diminuição de retrabalhos e tempo. Ele ainda conta com um resumo geral da obra, o qual fornece diversas informações sobre materiais, custos, entre outros.

O método analítico se mostrou um método com resultados muito assertivos, mas com uma demanda maior de tempo para se projetar, ele é um método muito aconselhável para projetos de poucas estacas, mas se tratando de um método onde todos os cálculos são feitos a mão é possível encontrar algumas dificuldades com projetos maiores e mais complexos, a chance de algum erro passar despercebido também é maior. Por fim concluiu-se que a escolha de somente um método para realizar um projeto de estaca raiz não é aconselhável visto que somente pelo método numérico o *software* não realizará o dimensionamento de armaduras elas devem ser dimensionadas a mão com o auxílio das normas NBR 6118:2014, NBR 6120:2019

e NBR 6122:2019, aconselha-se então ao projetista utilizar os dois métodos adequando para a realidade do seu projeto.

Em relação ao dimensionamento de fundações profundas, tendo como objetivo expandir o estudo proposto neste trabalho, pode-se incluir:

- Análise comparativa entre os demais tipos de estacas, tais como; estaca Franki,
- estaca Strauss, estaca metálica, estaca hélice contínua, estaca pré moldada, dentre outras;
- Utilização do *software* TQS para análise comparativa entre os dois métodos;
- Dimensionamento de projetos complexos, visando o comparativo entre os *softwares* Eberick® e TQS, objetivando analisar qual consegue entregar um melhor custo e benefício para o projetista e para obra;

## REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas – **NBR-6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014, 238p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – **NBR-6122**: Projeto e execução de fundações, Rio de Janeiro, 2019.
- ALONSO, Rodrigues Urbano – Exercícios de Fundação – Editora Edgard Blücher Ltda. São Paulo, 1983.
- ALONSO, U. R. **Estacas moldadas “in loco”**: Estacas Injetadas. In: HACHICH, W. et al (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 9. p. 361-372.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: E. Bluncher, 1983.
- ALTOQI EBERICK V5. **Sistema Para Projeto de Edificações em Concreto Armado - Tutorial Básico do AltoQI Eberick – Revisão 4**. Rio de Janeiro, 2007.
- AMANN, K. A. P. - **Avaliação crítica de métodos de previsão da carga de ruptura, aplicados a estacas raiz**. 2000. Aprovação para obtenção do título de Mestre - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- ATKINSON, J. **An introduction to the mechanics of soils and foundations**: Through critical state soil mechanics. 1st ed. London; New York: McGraw-Hill Book Co, 1993.
- BERNHARDT, J. P. P. (2016) **Análise Comparativa do Comportamento das Fundações Superficiais de Aerogeradores Utilizando-se Soluções Numéricas e Analíticas**. Monografia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. Universidade Federal do Ceará.
- BOWLES, Joseph E. - **Foundation Analysis and Design, International Student Edition** - Editora MacGraw-Hill Kogakusha, Ltd.
- BORGES, F. D. **Estudo da interação solo-estrutura de um edifício de múltiplos pavimentos sobre fundações do tipo sapata**. 2016. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, 2016.
- BRASFOND Fundações Especiais S.A. (1991). **“Estacas Raiz”**. **Catálogo**. 38 p.
- BRITO, J. W. **Fundações de edifício**. São Paulo: EPUSP, 1987.  
*concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.  
Engenharia- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.  
fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.
- DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: Estacas. In: HACHICH, W. et al (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 8. p. 163- 196.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. Tópicos especiais em concreto armado. 2006. 44 f. - Curso de Especialização, Unilins, São Paulo, 2006. Disponível em: . Acesso em: 01 abr. 2018.

FALCONI, F. F. et al. Fundações Profundas em São Paulo. In: NEGRO, A. et al (Ed.). **Seminário Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba**. São Paulo: D'livros, 2012. Cap. 11. p. 290-294.

FABRÍCIO, M. M., ROSSIGNOLO, J. A. **Fundações**. 2002. Disponível em: [http://www.profwillian.com/sistemas/Apostila\\_Fundacoes.pdf](http://www.profwillian.com/sistemas/Apostila_Fundacoes.pdf), acesso em 03 de abril de 2021.

GOMES, M. R. E.; **Concreto armado, esforços e métodos numéricos**. Trabalho apresentado como parte das atividades a serem realizadas no Programa de Iniciação Científica. - Faculdade de Ciências Sociais e Agrárias de Itapeva, Itapeva, SP, 2012.

GONÇALVES, J.E.L e GOMES, C.A. **A tecnologia e a realização do trabalho**. Revista de Administração de Empresas. V.33, n.1, pag. 106-121, jan/fev 1993.

GUERRIN, A.; LAVAU C. R. **Tratado de concreto armado**. Vol. 1, 2, 3. São Paulo: Hemus, 2002.

HACHICH, W. **Segurança das fundações e escavações**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998 a. p. 197-208.

HOLANDA, A. B. **Dicionário Aurélio da Língua Portuguesa**. 11ed. São Paulo Positivo, 2010.

JESUS, A. D. **Análise de métodos semi empíricos para previsão de capacidade de carga em estacas raiz**. 2017. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

LUKIANCHUKI, J.A. **Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica**. 2012. Tese (Doutorado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2012.

MELO, M. C. M. N. - **Projeto de estruturas e fundações de um edifício de habitação situado no Algarve segundo os eurocódigos estruturais**. 2017. Aprovação para mestrado - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2017.

MELO, Victoria Maria Callai de. **Reforço de fundação em estaca raiz: estudo de caso**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2017.

O valor de uma sondagem. **Geosp**, 2015. Disponível em: <http://www.geosp.com.br/importancia-da-sondagem.html>. Acesso em: 03 abr. 2021.

OS 5 PRINCIPAIS SOFTWARES PARA CALCULO ESTRUTURAL . **UPCARREIRAS**, 2018. Disponível em: < <https://upcarreira.com/blog/demonstracao-dos-principais-sofware-de-engenharia-estrutural/>>. Acesso em: 13 maio. 2021.

QUEM SOMOS . TQS, 2021. Disponível em: < <https://www.tqs.com.br/tqsabout/company>>. Acesso em: 13 maio. 2021.

SALGADO, R. THE ENGINEERING OF FOUNDATIONS. 1. ed. New York, NY: The McGraw-Hill Companies, Inc., 2008.

SILVA, C. E. F. **Estudo da distribuição de cargas ao longo do fuste e na base do tubulão**. 2000. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2000.

SILVA, R. **Método numérico, analítico e experimental: Concorrentes ou complementares na Engenharia?**. Engineering Simulation and Scientific Software, 2017.

SILVA, R. R. C. D.; PEREIRA, G. A. **Verificação do aumento da capacidade de carga em estaca tipo raiz, através da aplicação de ar comprimido**. Revista Ciência e Tecnologia, [S.l.], v. 20, n. 36, jun. 2017. ISSN 2236-6733. Disponível em: <<http://www.revista.unisal.br/sj/index.php/123/article/view/549>>. Acesso em: 03 abr. 2021.

Silva, R. S. D.; Cruz, J. M. **Estudo comparativo de dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado entre dois softwares**. 2017. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - UniEvangélica, Anápolis, GO, 2017.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

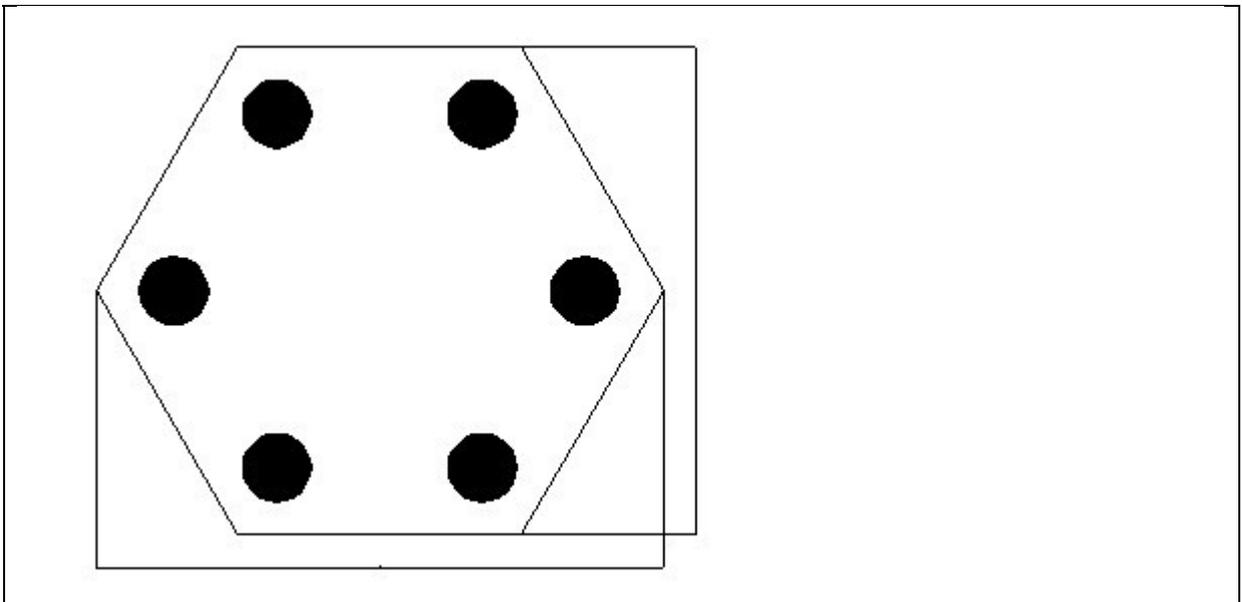
## ANEXO A – MEMORIAL DE CALCULO EBERICK.

## Cálculo do Bloco B1

Pavimento Térreo - Lance 1
-------------------------------

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 6 HEX Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ Ecs = 241500 kgf/cm <sup>2</sup> Peso específico = 2500 kgf/m <sup>3</sup>

## Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	130.00	LB	256.44
Seção	31.00	Total	145.00	LH	222.08
Espaçamento entre estacas (e)	93.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	11.15 m <sup>2</sup>
Volume concreto	6.13 m <sup>3</sup>

## Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
15.31	190.05	2.42	207.78

### Verificação ao esmagamento da biela

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm <sup>2</sup> )	284.10	108.37
Tensão admissível (kgf/cm <sup>2</sup> )	286.88	115.71
Condição	Ok	Ok

### Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	61x61	55	0.48	190.53	190.53	310	0.78
2	2	154x61	85	1.94	96.58	95.41	272	0.39
3 TRI	3	163x142	100	3.78	65.43	63.79	0	0.26
3 LIN	3	247x61	175	6.51	66.19	64.85	414	0.26
4 RET	4	154x154	115	6.71	49.61	48.77	0	0.19
5 RET	5	193x193	165	15.15	41.48	40.60	0	0.16
5 TRA	5	256x142	175	12.39	41.24	39.73	0	0.16
5 PEN	5	222x211	150	12.02	40.94	39.88	0	0.16
6 RET	6	247x154	180	16.95	34.96	34.04	0	0.13
6 HEX	6	256x222	145	15.31	34.59	33.87	0	0.13
Limites					35.00	-1.75	1000	35.00

### Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E1-1	34.59	33.87	0	0.13
E1-2	34.54	33.91	0	0.13
E1-3	34.54	33.91	0	0.13
E1-4	34.54	33.91	0	0.13
E1-5	34.54	33.91	0	0.13
E1-6	34.59	33.87	0	0.13

### Dimensionamento da armadura

#### Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm <sup>2</sup> )	Armaduras
Armadura principal na direção X	29.73	9.78	5 ø 16.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	3.72	1.22	9 ø 5.0
Estribo vertical	-	-	-
Armadura superior na direção X	-	1.96	11 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	1.96	13 ø 5.0
Armadura distribuição	7.43	2.45	ø 5.0 c/16