



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



**WIRLEY RODRIGUES VELASCO GOMES**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO  
**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE GRUPO NA CAPACIDADE DE  
CARGA EM FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS**

UBERLÂNDIA - MG

2021

WIRLEY RODRIGUES VELASCO GOMES

**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE GRUPO NA CAPACIDADE DE  
CARGA EM FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

UBERLÂNDIA - MG

2021

WIRLEY RODRIGUES VELASCO GOMES  
**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE GRUPO NA CAPACIDADE DE CARGA EM  
FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à  
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal  
de Uberlândia, como parte dos requisitos para a  
obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

---

Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia  
Presidente da Banca – Orientador

---

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni  
Membro

---

Prof. Dr. Joaquim Mario Caleiro Acerbi  
Membro

---

Aluno Wirley Rodrigues Velasco Gomes  
Orientando

UBERLÂNDIA - MG

2021

Dedico este trabalho à minha família, que me apoiaram em minhas escolhas e estiveram ao meu lado sempre que precisei.

## AGRADECIMENTO

Primeiramente, a Deus, que me concedeu a oportunidade de ter chegado até aqui, me sustentando sempre que precisava, para enfrentar os momentos difíceis que esta etapa proporciona. A ti Deus, toda honra e toda glória.

Aos meus pais, Wellington e Aly-Rose, e meu irmão Wytter, que foram meus pilares de sustentação em todas as dificuldades, confiando em minhas escolhas e que fizeram tudo possível para que eu pudesse chegar até aqui, sendo uma conquista também deles.

Aos meus avós, Leopoldo e Lindamar, que desde sempre acreditam em mim muito mais do que eu mesmo, que sempre me apoiam, me dão suporte e me ajudam nas decisões difíceis.

As minhas tias Keila, Cristiane e Cleibe, que me deram forças, animo e risos e que são de igual modo responsáveis por essa conquista.

Aos meus amigos, que estiveram comigo durante os momentos inesquecíveis desta fase. Essa etapa teria sido difícil sem estes momentos.

Ao Professor Dr. Jean, orientador deste trabalho, que é uma inspiração enquanto profissional, e que me apoia desde a iniciação científica e também em projetos de extensão, se mostrando sempre íntegro e verdadeiro.

Aos Mestres e Doutores da FECIV que proveram para mim parte de seus conhecimentos, suas técnicas e sua sabedoria, contribuindo para a minha formação profissional e pessoal.

A esta universidade, juntamente com seu corpo docente, direção, administração e demais colaboradores que abriram a janela que hoje vislumbro para meu crescimento pessoal e profissional.

Aos Professores convidados da Banca Examinadora, que dedicaram parte do seu tempo para que esta etapa fosse concluída.

## RESUMO

Reservatórios industriais são grandes recipientes destinados ao armazenamento de fluidos à pressão atmosférica e a pressões superiores à atmosférica. Estes tanques têm a capacidade de armazenar uma extensa variedade de produtos envolvidos na produção em uma unidade industrial. Uma importante análise é a estrutura de suporte para esses reservatórios, por exemplo a fundação e sua interação com o solo. Fundações profundas em estacas são tradicionalmente empregadas como solução da engenharia de fundações para construções deste tipo de empreendimento na cidade de Uberlândia (MG). Em alguns casos, dependendo da dimensão da carga proveniente dos pilares é comum empregar grupos compostos com duas ou mais estacas. A capacidade de carga desses grupos de fundações não é fornecida pela soma algébrica da resistência das estacas que o compõem, pois há a ação do efeito de grupo nessas. A proposta desse trabalho é avaliar a melhor soluções para a fundação para um reservatório industrial, considerando o efeito da interação entre as estacas (efeito de grupo) na capacidade de carga de fundações estaqueadas compostas por 4, e 16 estacas. As análises foram feitas a partir de comparações entre os métodos propostos pela literatura e pelo método dos elementos finitos, utilizando do artifício do “ pilar equivalente ” proposto por Poulos e Davis. Alguns métodos subestimam a capacidade real dos grupos, como observado para o grupo composto por 4 estacas, onde a eficiência do grupo é de 66%, ou seja, 34% da resistência do grupo é dissipada devido a interação entre as estacas, bulbos de tensões que se interceptam, já para o grupo com 16 estacas, a eficiência do grupo é de 52%, portanto, verificou-se que quanto maior é o grupo, maior também será a perda de resistência desse devido ao efeito de grupo. Soluções com espaçamentos entre estacas maiores que os convencionais devem ser analisados para poder averiguar melhores formas de reduzir tal efeito. Como consequência do efeito de grupo, analisado pelos métodos propostos, os grupos apresentam recalques abaixo daqueles convencionados, onde o recalque convencionado máximo que os grupos podem sofrer é de 40 mm ou 10% do diâmetro das estacas, e para o grupo composto por 4 estacas, o máximo deslocamento que o grupo sofre é de 3,76 mm, menos de 1% do diâmetro, e para o grupo de 16 estacas um recalque de 6,71 mm, menos de 2% do diâmetro. Portanto, devido aos baixos resultados dos recalques do grupo, percebe-se que a estrutura de ambos os grupos está subaproveitada.

**PALAVRAS-CHAVE:** Grupo de Estacas, Efeito de Grupo, Recalque, Pilar Equivalente, Método dos Elementos Finitos 2D.

## ABSTRACT

Industrial reservoirs are large containers intended for the storage of fluids at atmospheric pressure and at pressures above atmospheric. These tanks can store a wide variety of products involved in production in an industrial unit. An important analysis is the support structure for these reservoirs, for example the foundation and its interaction with the soil. Deep foundations in piles are traditionally used as a foundation engineering solution for constructions of this type of design in the city of Uberlândia (MG). In some cases, depending on the dimension of the load coming from the columns, it is common to use composite pile groups with two or more. The load capacity of these groups of foundations is not provided by the algebraic sum of the strength of the piles that compose it, as there is the action of the group effect on them. The purpose of this work is to evaluate the best solutions for the foundation for an industrial reservoir, considering the effect of the interaction between the piles (group effect) on the load capacity of pile foundations composed of 4 and 16 piles. The analyzes were made from comparisons between the methods proposed in the literature and the finite element method, using the “equivalent pier” artifice proposed by Poulos and Davis. Some methods underestimate the real load capacity of the pile groups, as observed for the group consisting of 4 piles, where the efficiency of the pile group is 66%, that is, 34% of the group strength is dissipated due to the interaction between the piles, stresses bulbs of intersecting, for the group with 16 piles, the efficiency of the group is 52%, therefore, it was found that the larger the group, the greater the loss of strength due to the group effect. Solutions with spacing between piles greater than conventional ones must be analyzed to find out better ways to reduce this effect. As a consequence of the group effect, analyzed by the proposed methods, the pile groups present settlement below those allowable, where the maximum settlement that the groups can suffer is 40 mm or 10% of the diameter of the piles, and for the pile group consisting of 4 piles, the maximum displacement that the pile group suffers is of 3.76 mm, less than 1% of the diameter, and for the pile groups of 16 a settlement of 6.71 mm, less than 2% of the diameter. Therefore, due to the low settlement results of pile group, the foundation structure of both groups is underused.

**KEYWORDS:** Pile Groups, Group Effect, Settlement, Equivalent Pier, 2D Finite Element Method.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fundação Profunda: Comportamento Misto .....	15
Figura 2 - Etapas de execução estaca hélice contínua.....	16
Figura 3 - Massa de solo mobilizada pelo carregamento (a) de uma estaca isolada (b) de um grupo de estacas.....	17
Figura 4 - Substituição do grupo de estacas (a) pelo “pilar equivalente” (b).....	25
Figura 5 - Filas e colunas .....	26
Figura 6 - Grupo de elementos de fundação profunda.....	27
Figura 7 - Bielhas de concreto no bloco sobre duas estacas. ....	28
Figura 8 - Seção do Bloco .....	29
Figura 9 - Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s) .....	30
Figura 10 - Reservatório de Análise.....	31
Figura 11 - Níveis para ação horizontal .....	32
Figura 12 – Perfil geológico do subsolo local.....	35
Figura 13 - Soluções para a fundação do reservatório (a) Solução 1 – Grupo com 4 estacas e (b) Solução 2 – Grupo com 16 estacas.....	35
Figura 14 - Pilar Equivalente – Bloco com 4 Estacas .....	36
Figura 15 - Pilar Equivalente – Bloco com 16 Estacas .....	37
Figura 16 - Eixo de Axissimetria .....	37
Figura 17 - Semiespaço de análise .....	38
Figura 18 – Modelagem 2D de uma estaca isolada.....	40
Figura 19 - Carga de Ruptura convencional: Estaca Unitária .....	40
Figura 20 – Modelagem 2D do pilar equivalente com 4 estacas .....	41
Figura 21 – Carga de Ruptura convencional: Grupo com 4 Estacas .....	41
Figura 22 – Modelagem 2D do pilar equivalente com 16 estacas .....	42
Figura 23 - Carga de Ruptura convencional: Grupo com 16 Estacas.....	42
Figura 24 – Análise MEF 2D: Pilar equivalente com 4 estacas.....	46
Figura 25 – Máximo Recalque Axial: Pilar equivalente com 4 estacas.....	46
Figura 26 – Análise MEF 2D: Pilar equivalente com 16 estacas.....	47
Figura 27 – Máximo Recalque Axial: Pilar equivalente com 16 estacas.....	47
Figura 28 – Transferência de Carga Axial: Pilar equivalente com 4 estacas .....	48
Figura 29 – Transferência de Carga Axial: Pilar equivalente com 16 estacas.....	49
Figura 30 – Atrito Lateral Médio: Pilar equivalente com 4 Estacas .....	50
Figura 31 – Atrito Lateral Médio: Pilar equivalente com 16 Estacas .....	51
Figura 32: Sondagem .....	60

Figura 33: Vista em Corte .....	62
Figura 34: Vista em Planta .....	62

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de $\alpha$ e K de Aoki e Velloso .....	19
Tabela 2 - Fatores $F_1$ e $F_2$ de Aoki e Velloso (adaptada) .....	19
Tabela 3 - Fator $\alpha$ em função do tipo de solo e tipo de estaca .....	20
Tabela 4 - Fator $\beta$ em função do tipo de solo e tipo de estaca .....	21
Tabela 5 - Fator C.....	21
Tabela 6 - Fator $\alpha$ de Teixeira (1996) .....	22
Tabela 7 - Fator $\beta$ de Teixeira (1996) .....	22
Tabela 8 - Velocidade característica do vento na região.....	33
Tabela 9 – Força de Arrasto .....	33
Tabela 10 - Ações no reservatório.....	33
Tabela 11 - Propriedades dos Materiais .....	34
Tabela 12 – Fatores de capacidade de carga (Vésic, 1975) .....	44
Tabela 13 – Capacidade de carga última obtida pelo método analítico .....	44
Tabela 14 – Capacidade de carga última obtida pelo método numérico.....	45
Tabela 15 – Eficiência dos grupos pelos diferentes métodos.....	45

# SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	13
1.1 Justificativa .....	13
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	14
2.1 Fundações .....	14
2.2 Tipos de Fundações Profundas .....	14
2.3 Efeito de Grupo .....	17
2.4 Capacidade de Carga – Estaca Isolada .....	18
2.4.1 Método de Aoki e Velloso .....	18
2.4.2 Método de Décourt e Quaresma .....	20
2.4.3 Método de Teixeira .....	21
2.5 Capacidade de Carga – Grupo de Estacas .....	22
2.5.1 Pilar Equivalente .....	22
2.5.2 Método de Feld .....	25
2.5.3 Método de filas e colunas .....	26
2.5.4 Método de Converse-Labarre .....	27
2.5.5 ABNT NBR 6122 .....	27
2.6 Bloco de Coroamento .....	27
2.6.1 Método das Bielas .....	28
2.6.2 Método proposto pelo departamento de transporte dos Estados Unidos (U.S. Department of Transportation) .....	28
2.7 Vento .....	29
3. MATERIAL E MÉTODOS .....	31
3.1 Ações .....	31
3.1.1 Ações Verticais .....	31
3.1.2 Ações Horizontais .....	32
3.2 Parâmetro de projeto .....	34
3.3 Modelagem .....	36

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	39
4.1 Carga de Ruptura Convencionada .....	39
4.2 Proposta por Poulos e Davis .....	43
4.3 Efeito de Grupo .....	45
4.4 Análise Carga-Recalque .....	45
4.5 Transferência de Carga Axial .....	48
5. CONCLUSÃO .....	52
6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	53
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	54
APÊNDICE A .....	55
ANEXO A .....	59
ANEXO B .....	61

## 1. INTRODUÇÃO

A utilização de grupos de fundações estacadas tem sido amplamente empregada como solução de projetos geotécnicos com superestruturas de grandes dimensões e cargas verticais, e essa grande demanda força aos projetistas aceitarem qualquer condição de terreno para a execução, além dos desafios de projetar um sistema de fundação adequado que satisfaça a segurança e a economia, como é o caso de um reservatório industrial. Esses reservatórios são empregados na indústria devido à alta capacidade em armazenar fluidos, com eficiência, sendo estruturas essenciais para o bom funcionamento de praticamente todo tipo de indústria.

As fundações empregadas neste tipo de caso podem ser classificadas como rasa ou profunda. Cabe ao projetista de fundações, utilizando as informações da prospecção geotécnica, dimensionar a infraestrutura mais adequada. Para o caso de análise, as fundações profundas, mais especificamente as do tipo estacas, que na atualidade são empregadas em grande escala no setor de construção civil, necessitam ter seu comportamento melhor estudado devido ao efeito de grupo. Isto devido ao bulbo de tensões que se forma em torno de uma estaca e que pode interferir com as demais estacas de um grupo em função da proximidade entre elas.

O efeito de grupo é o processo de interação entre as diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação quando transmitem ao solo as cargas que lhes são aplicadas, conforme traz a NBR 6122 (ABNT, 2019). Diante do exposto, buscou-se avaliar neste trabalho uma solução adequada para este tipo de empreendimento, analisando a capacidade de carga e os recalques admissíveis da estrutura, para um melhor aproveitamentos dos recursos materiais e econômicos.

### 1.1 Justificativa

De acordo com Celik (2019), fundações profundas estacadas podem ser projetadas analisando a capacidade de carga das estacas apenas, ou pode ser considerado também a interação que o bloco possui com o solo, ou seja, mesmo se a capacidade de carga das estacas seja excedida, o bloco da fundação pode suportar cargas adicionais. Portanto, estimar corretamente o recalque da fundação é vital e, portanto, os engenheiros devem levar em consideração o papel do bloco e o papel das estacas no conjunto, bem como as interações entre os componentes da fundação. Sendo assim, o assunto ainda há muito que ser explorado e compreendido no que diz respeito à influência do efeito de grupo na interação solo-fundação estacada, levando em consideração a eficiência do grupo e a capacidade de carga deste. O uso de ferramentas computacionais, como o RS2, tem avançado nesse sentido, onde é possível analisar diversas situações e verificar como cada parâmetro influi na resistência final do grupo.

Nesse sentido, este trabalho terá como finalidade o cálculo numérico da capacidade de carga de um conjunto de fundação estacada e análise dessa capacidade para com o efeito de grupo.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Fundações**

O termo fundação é empregado para designar a base na qual será firmada uma edificação, que deve atender as solicitações do projeto, como a carga da superestrutura e respeitando a resistência do solo onde será construída a edificação.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) as fundações subdividem-se em:

- a) Fundações Superficiais – fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.
- b) Fundações Profundas – fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas.

Essas estruturas, na edificação, são as que transmitem as cargas ao solo, porém quando o solo absorve essas cargas é possível de sofrer recalque, que é o movimento vertical descendente de um elemento estrutural, segundo NBR 6122 (ABNT, 2019). Este recalque pode se deferir quando se analisado uma estaca isolada e uma estaca em grupo, o recalque nessas duas situações são analisadas separadamente devido ao efeito de grupo.

### **2.2 Tipos de Fundações Profundas**

- **Estacas**

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) as estacas são elementos de fundações profundas executado por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade.

Classificação devido ao comportamento:

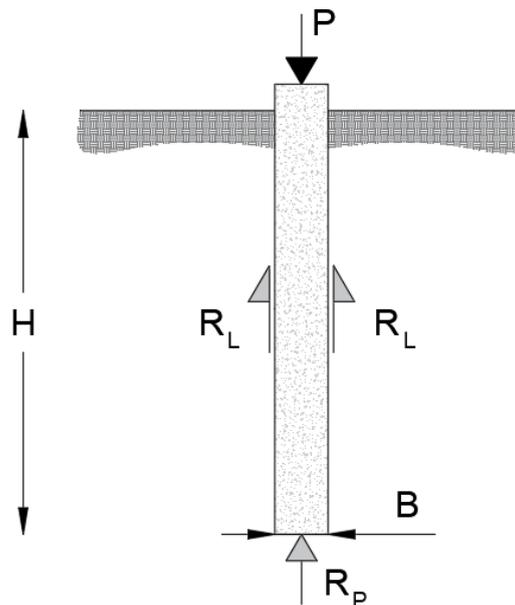
- Estaca de ponta: A resistência se dá com o apoio direto a uma camada resistente, pois perpassa por camadas de solo com baixa resistência;
- Estaca de atrito: A resistência se dá através do atrito lateral, produzido contra o solo.
- Estaca mista: A resistência se dá por uma combinação entre a resistência de ponta e a resistência lateral (Figura 1).

Classificação devido ao procedimento de instalação:

- Cravadas ou de Deslocamento:

- Madeira;
- Metálicas;
- Concreto;
- Estacas mega;
- Estacas mistas;
- Moldadas *in loco* ou de Substituição:
- Estacas Brocas;
- Estaca escavada mecanicamente (sem fluido estabilizante);
- Estaca escavada (com fluido estabilizante);
- Estaca raiz;
- Estaca Strauss;
- Estaca hélice contínua;
- Estaca hélice de deslocamento;
- Estaca Franki;

Figura 1- Fundação Profunda: Comportamento Misto



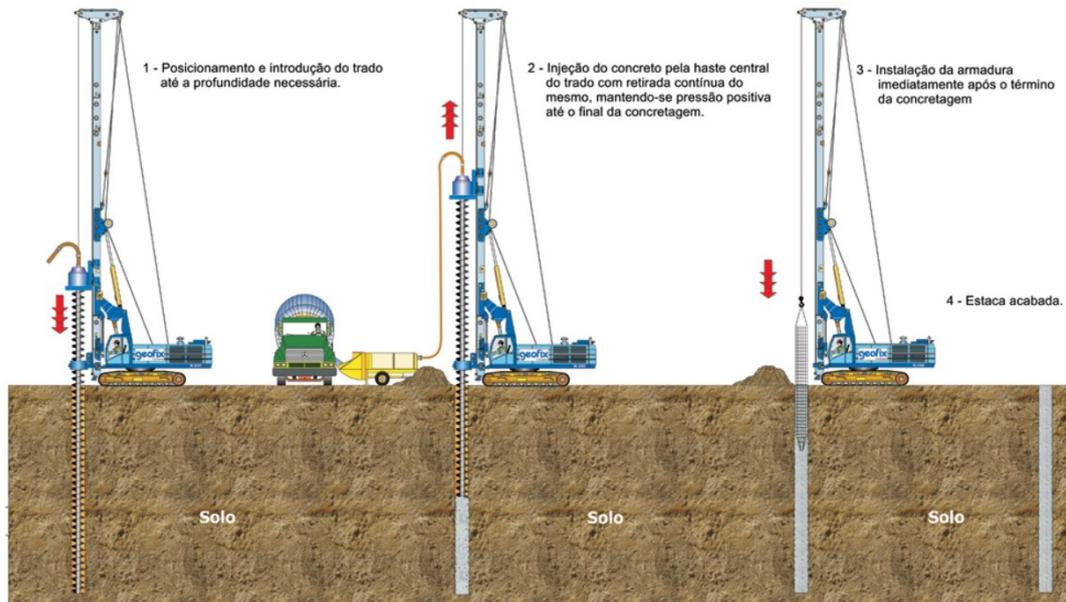
Fonte: Autor (2021)

- **Estaca Hélice Contínua**

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura introduzida após a concretagem da estaca.

- Características da Estaca Hélice Contínua:
  - É uma estaca escavada e, portanto, não causa vibrações no terreno;
  - Podem ser executadas abaixo do nível d'água;
  - Possui diâmetros de 30 a 120 cm de acordo com os principais equipamentos do mercado;
- Etapas de execução da Estaca Hélice Contínua de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019):
  - Perfuração (Figura 2 – Etapa 1): É executada por meio da rotação da hélice pela aplicação de torque até a profundidade estabelecida em projeto. Deve se garantir a estabilidade do furo até a concretagem, por isso, a hélice não deve ser retirada do solo em momento algum até que se atinja a profundidade desejada.
  - Concretagem (Figura 2 – Etapa 2): Etapa que ocorre antes da colocação da armadura e deve ser iniciada após ser atingida a profundidade estabelecida em projeto. O concreto é bombeado pela haste central do trado ao mesmo tempo em que se é retirado o solo escavado.
  - Colocação da armadura (Figura 2 – Etapa 3): Na execução da estaca hélice contínua, a armadura só pode ser colocada após a realização da concretagem. Deve ser introduzida por gravidade ou com o auxílio de peso ou vibrador.

Figura 2 - Etapas de execução estaca hélice contínua



Fonte: Geoflix (2021)

- Vantagens da Estaca Hélice Contínua
  - Não gera vibrações no terreno;
  - Conta com monitoramento eletrônico em toda a sua execução, controlando a

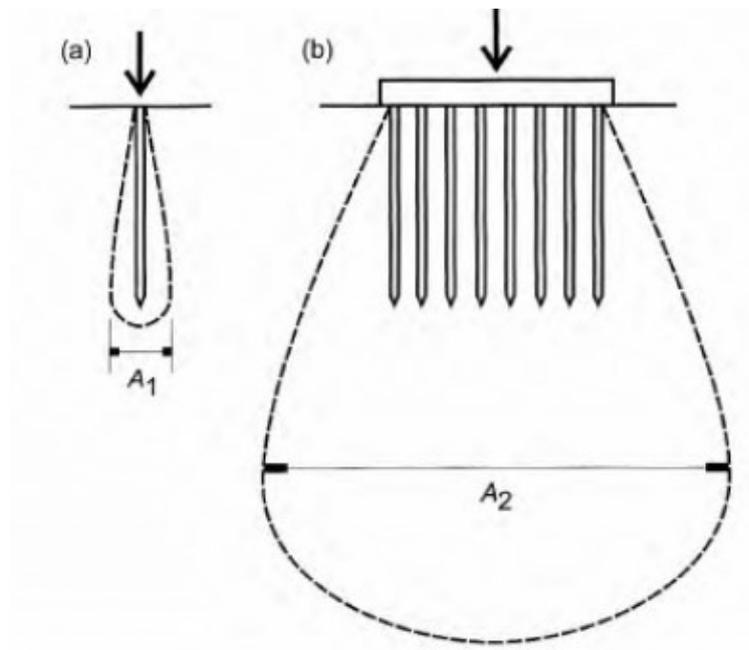
profundidade, a inclinação e verticalização do trado helicoidal, velocidade de rotação e avanço do trado, dentro outros;

- Podem ser executadas estacas de grande profundidade, até 38 metros aproximadamente;
- Podem ser executadas acima ou abaixo do lençol freático;
- Penetração em camadas resistentes do solo.
- Desvantagens da Estaca Hélice Contínua
  - Equipamento para execução grande, sendo necessário amplo espaço para manobras;
  - Em terrenos com presença de rochas e matacões não podem ser executadas;
  - Devido a mobilização dos equipamentos apresenta custo elevado comparando a outros métodos de execução de fundações;

### 2.3 Efeito de Grupo

O efeito de grupo é o processo de interação entre as diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação quando transmitem ao solo as cargas que lhes são aplicadas (ABNT, 2019). Segundo Velloso e Lopes (2011), analisa-se esse efeito de grupo pois, o recalque que a estrutura sofre não é o mesmo se a estaca for analisada isoladamente, dado a interação entre as demais estacas que constituem o sistema (Figura 3).

Figura 3 - Massa de solo mobilizada pelo carregamento (a) de uma estaca isolada (b) de um grupo de estacas



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

## 2.4 Capacidade de Carga – Estaca Isolada

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), a tensão admissível ou a tensão resistente de cálculo é a máxima tensão suportada pelo terreno devido a solicitação da fundação, considerando fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.).

A capacidade de carga é uma grandeza que fornece a carga admissível, relacionando o atrito lateral e a resistência de ponta da estaca como mostrado na Figura 1 (Equação 1)

$$R = R_p + R_L \quad \text{Equação 1}$$

Esta capacidade pode ser obtida por meio de fórmulas teóricas ou semiempíricas, que usaremos neste trabalho. Dentro os métodos de cálculo baseados em resultados obtidos por meio de ensaio SPT, serão empregados para os devidos cálculos:

- Aoki e Velloso;
- Décourt e Quaresma;
- Teixeira;

### 2.4.1 Método de Aoki e Velloso

De acordo com Velloso e Lopes (VELLOSO; LOPES, 2011) o método de Aoki e Velloso foi desenvolvido comparando resultados obtidos através da prova de carga em estacas e do ensaio SPT. Seguindo a Equação 1, carga de ruptura é dada pela soma da resistência lateral (Equação 2) e a resistência de ponta (Equação 4).

$$R_L = U \cdot \sum (r_l + \Delta l) \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

U = Perímetro da seção transversal da estaca;

$r_l$  = Atrito lateral unitário (Equação 3);

$\Delta l$  = Comprimento da estaca na camada do solo;

$$r_l = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \quad \text{Equação 3}$$

Os valores de  $\alpha$  e K são apresentados na Tabela 1, e o fator  $F_2$ , que é um fator devido ao tipo de estaca, é dado na Tabela 2.

Tabela 1 - Fatores de  $\alpha$  e K de Aoki e Velloso

<b>Tipo de Solo</b>	<b>k (Kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte Aarenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Tabela 2 - Fatores  $F_1$  e  $F_2$  de Aoki e Velloso (adaptada)

<b>Tipo de estaca</b>	$F_1$	$F_2$
Franki	2,5	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	$2 F_1$
Escavada	3	$2 F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	$2 F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

$$R_p = r_p \cdot A_p$$

Equação 4

Onde:

$r_p$  = resistência de ponta unitária (Equação 5);

$A_p$  = área da seção transversal da estaca;

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1}$$

Equação 5

Onde os coeficientes  $K$  e  $F_1$  são fornecidos nas figuras 4 e 5 respectivamente.  $N_p$  é o número de golpes do ensaio SPT da camada de solo na região da ponta da estaca. Portanto a carga de ruptura por Aoki e Velloso é:

$$R_{rup} = U \cdot \sum \left( \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \cdot \Delta_l}{F_2} \right) + \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p \quad \text{Equação 6}$$

Logo, a carga admissível pelo método é:

$$R_{adm} = \frac{R_{rup}}{2,0} \quad \text{Equação 7}$$

#### 2.4.2 Método de Décourt e Quaresma

Formulado por Décourt-Quaresma em 1978, a capacidade de carga da estaca unitária é fornecida de acordo com a Equação 8.

$$R = \alpha \cdot R_p + \beta \cdot R_L \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

$$R_p = C \cdot \overline{N_{SPT_p}} \cdot A_p \quad R_L = 10 \cdot \left( \frac{\overline{N_{SPT_l}}}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L$$

Onde  $\alpha$  e  $\beta$  (

Tabela 3 e Tabela 4), são fatores que correlacionam o tipo de solo e o tipo de estaca empregada no empreendimento, e  $C$  é o coeficiente característico do solo Tabela 5. A tensão admissível por esse método é dada segundo a Equação 9.

$$R_{adm} = \sigma_{adm} = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1.3} \quad \text{Equação 9}$$

Tabela 3 - Fator  $\alpha$  em função do tipo de solo e tipo de estaca

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

\*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 4 - Fator  $\beta$  em função do tipo de solo e tipo de estaca

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

\*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 5 - Fator C

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

\*alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Aoki e Cintra (2010)

### 2.4.3 Método de Teixeira

Segundo Aoki e Cintra (2010), o método formulado por Teixeira (1996) possui como referência os métodos já apresentados de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), apresentando uma equação unificada para a capacidade de carga (Equação 10)

$$R = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

$\alpha$  é o fator em função ao tipo de solo, Tabela 6, e  $\beta$  é o fator devido ao tipo de estaca empregada, Tabela 7.

$N_p$  é o valor médio da resistência a penetração no ensaio SPT no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta e um diâmetro abaixo da ponta;

$N_L$  é a média dos valores de SPT ao longo do fuste da estaca;

$A_p$  é a área da ponta da estaca;

$U$  é o perímetro da estaca;

$L$  é o comprimento da estaca;

Tabela 6 - Fator  $\alpha$  de Teixeira (1996)

Solo ( $4 < N_{spt} < 40$ )	Tipo de Estaca - $\alpha$ (KN/m <sup>2</sup> )			
	Pré-Moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996)

Tabela 7 - Fator  $\beta$  de Teixeira (1996)

Tipo de Estaca	$\beta$ (KPa)
Pré-Moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escava a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996)

## 2.5 Capacidade de Carga – Grupo de Estacas

O cálculo da capacidade de carga pode ser executado através de vários métodos, alguns desses através da eficiência do grupo da fundação como o artifício do *pilar equivalente*, método de Feld, método de filas e colunas, método de Converse-Labarre e ainda a norma brasileira sobre projeto e execução de fundações.

### 2.5.1 Pilar Equivalente

O método proposto por Poulos e Davis consiste na transformação do grupo de estacas por um *Pilar Equivalente*, com área equivalente a área do grupo de estacas, e com rigidez associando o solo mobilizado entre estacas e as estacas de concreto. O diâmetro dessa estaca equivalente é dado pela Equação 11.

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_g} \quad \text{Equação 11}$$

Onde  $A_g$  é a área equivalente do grupo como mostrado na Figura 4.

Segundo Loria e Laloui (2017), a área do grupo do pilar equivalente,  $A_g$ , pode ser fornecida através da Equação 12.

$$A_g = \left[ (\sqrt{n_{eg}} - 1) \cdot s + \phi_e \right]^2 \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

$n_{eg}$  é o número de estacas do grupo;

$s$  é o espaçamento entre as estacas;

$\phi_e$  é o diâmetro de uma estaca isolada;

$$E_{eq} = E_s + (E_e - E_s) \cdot \frac{A_e}{A_g} \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

$E_{eq}$  é o módulo de elasticidade equivalente;

$E_s$  é o módulo de elasticidade médio das camadas de solo ao longo do comprimento das estacas;

$E_e$  é o módulo de elasticidade das estacas de concreto;

$A_e$  é a soma das áreas das estacas do grupo;

Assim como para o módulo de elasticidade equivalente, deve-se determinar o ângulo de atrito equivalente, Equação 14, coesão equivalente, Equação 15, peso próprio equivalente, Equação 16, e o coeficiente de Poisson, Equação 17.

$$\phi_{eq} = \bar{\phi}_s + (\phi_e - \bar{\phi}_s) \cdot \frac{A_e}{A_g} \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

$\phi_{eq}$  é o ângulo de atrito equivalente do pilar equivalente;

$\bar{\phi}_s$  é a média ponderada dos ângulos de atrito das camadas de solo;

$\phi_e$  é o ângulo de atrito da estaca;

$A_e$  é a soma das áreas das estacas do grupo;

$A_g$  é a área equivalente do grupo (Equação 12);

$$c_{eq} = \bar{c}_s + (c_e - \bar{c}_s) \cdot \frac{A_e}{A_g} \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

$c_{eq}$  é a coesão equivalente do pilar equivalente;

$\bar{c}_s$  é a média ponderada das coesões das camadas de solo;

$c_e$  é a coesão da estaca;

$A_e$  é a soma das áreas das estacas do grupo;

$A_g$  é a área equivalente do grupo (Equação 12);

$$\gamma_{eq} = \bar{\gamma}_s + (\gamma_e - \bar{\gamma}_s) \cdot \frac{A_e}{A_g}$$

Equação 16

Onde:

$\gamma_{eq}$  é o peso próprio equivalente do pilar equivalente;

$\bar{\gamma}_s$  é a média ponderada dos pesos próprios das camadas de solo;

$\gamma_e$  é o peso próprio da estaca;

$A_e$  é a soma das áreas das estacas do grupo;

$A_g$  é a área equivalente do grupo (Equação 12);

$$\nu_{eq} = \bar{\nu}_s + (\nu_e - \bar{\nu}_s) \cdot \frac{A_e}{A_g}$$

Equação 17

Onde:

$\nu_{eq}$  é o peso próprio equivalente do pilar equivalente;

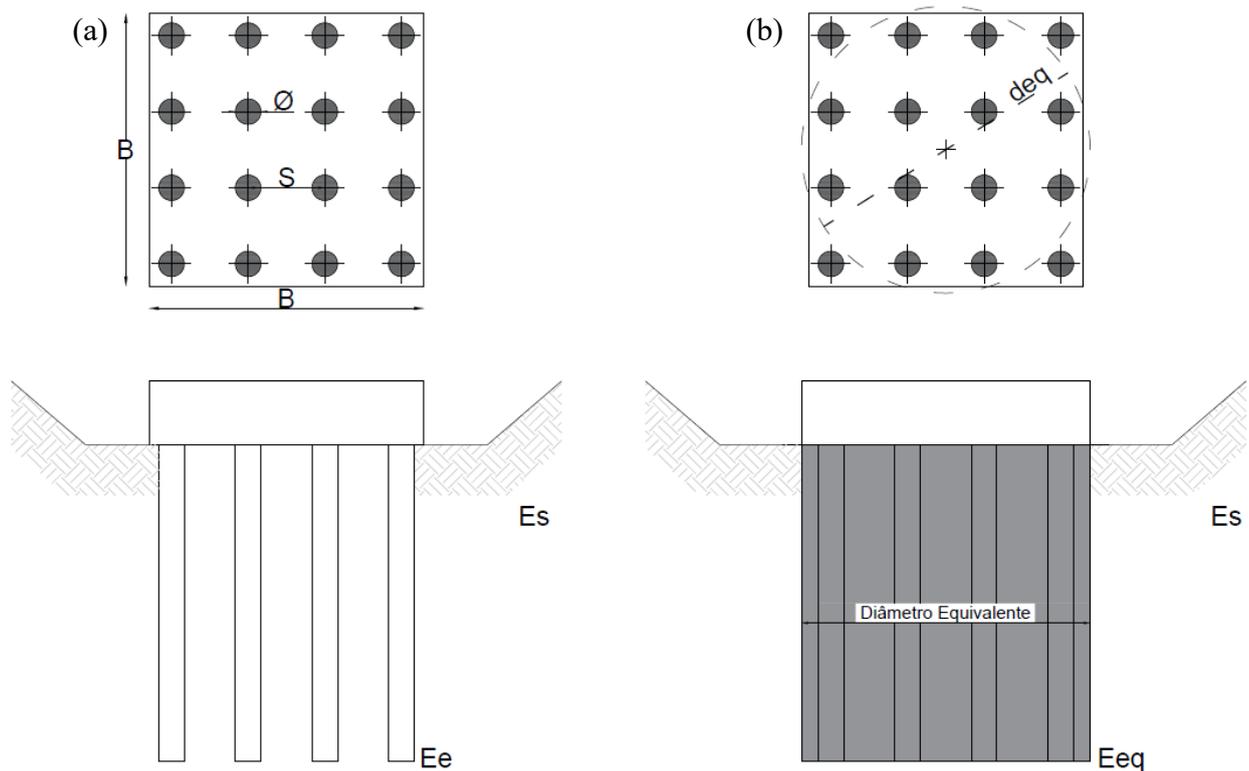
$\bar{\nu}_s$  é a média ponderada dos pesos próprios das camadas de solo;

$\nu_e$  é o peso próprio da estaca;

$A_e$  é a soma das áreas das estacas do grupo;

$A_g$  é a área equivalente do grupo (Equação 12);

Figura 4 - Substituição do grupo de estacas (a) pelo “pilar equivalente” (b)



Fonte: Autor (2021)

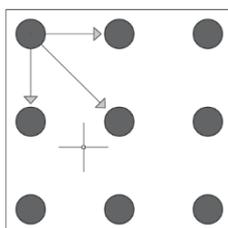
### 2.5.2 Método de Feld

O método de Feld é válido para analisar a eficiência do grupo de estacas associadas reduzindo a 1/16 da capacidade de carga de cada estaca, para cada estaca perpendicularmente a ela, sem considerar o espaçamento entre estacas, sendo assim analisando estacas com 3, 5 e com 8 relações com estacas ao seu redor. Em cada relação se tem um número total de estacas com as mesmas configurações de relação.

A eficiência total, Equação 18, do bloco analisado será a média aritmética das eficiências de cada interação e a quantidade de estacas de cada interação.

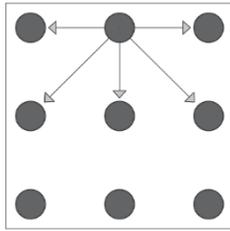
$$n_{total} = \frac{\sum_1^m n_i \cdot e_i}{\sum_1^m n_i} \quad \text{Equação 18}$$

- Eficiência com 3 relações



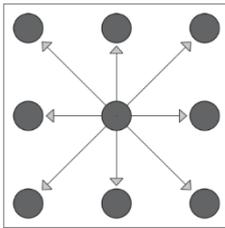
$$e_3 = \frac{16}{16} - \frac{3}{16} = \frac{13}{16}$$

- Eficiência com 5 relações



$$e_5 = \frac{16}{16} - \frac{5}{16} = \frac{11}{16}$$

- Eficiência com 8 relações



$$e_8 = \frac{16}{16} - \frac{8}{16} = \frac{8}{16}$$

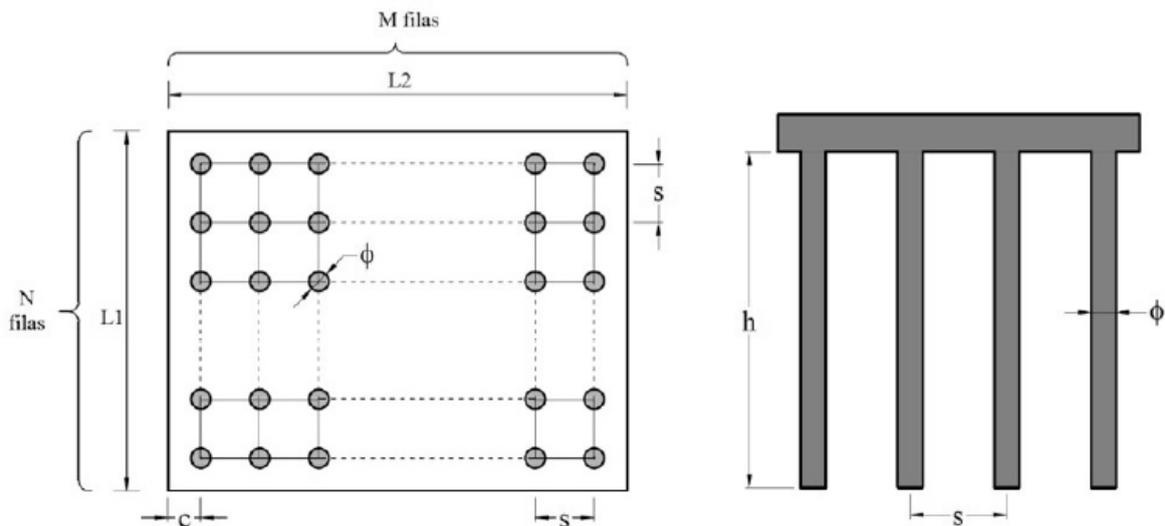
### 2.5.3 Método de filas e colunas

De acordo com a Equação 19 tem se a eficiência desse método. Considerando a quantidade de estacas do grupo e o diâmetro de cada estaca, a capacidade de carga é dada pelo produto da capacidade de carga de uma estaca isolada pelo número de estacas no grupo e pela eficiência.

$$\eta = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4 \cdot \phi}{m \cdot n \cdot U_{estaca-isolada}}$$

Equação 19

Figura 5 - Filas e colunas



Autor: Albuquerque e Garcia (2020)

### 2.5.4 Método de Converse-Labarre

De acordo com Poulos e Davis (1980) a fórmula proposta por Converse-Labarre informa a eficiência de acordo com a Equação 20. A eficiência por esse método necessita como parâmetros o número de estacas longitudinalmente e transversalmente, assim como o diâmetro de cada estaca, onde assim como o método anterior a capacidade de carga é dada pelo produto da capacidade de carga de uma estaca isolada pelo número de estacas no grupo e pela eficiência.

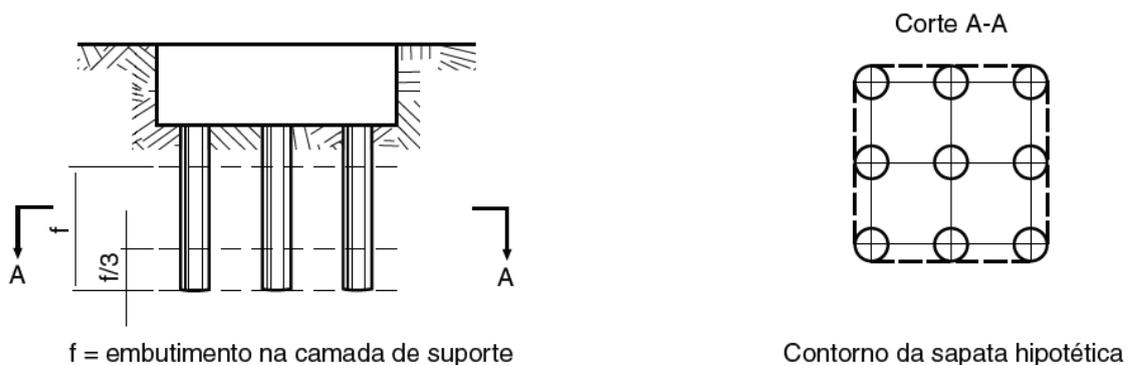
$$\eta = 1 - \alpha \cdot \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \quad \text{Equação 20}$$

onde  $\alpha = \arctg(\phi/s)$

### 2.5.5 ABNT NBR 6122

O Brasil possui sua própria norma sobre eficiência de grupos de fundação. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) “a carga admissível de um grupo de estacas ou tubulões não pode ser superior à de uma sapata de mesmo contorno que o do grupo, e assente a uma profundidade acima da ponta das estacas ou tubulões igual a 1/3 do comprimento de penetração na camada suporte (Figura 6).

Figura 6 - Grupo de elementos de fundação profunda



Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2019)

### 2.6 Bloco de Coroamento

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) o bloco de coroamento é um bloco estrutural que transfere a carga dos pilares para a fundação profunda. Estes elementos, em função da sua geometria, são classificados em 2 tipos: rígidos e flexíveis.

De acordo com Roberto e Moura (2014), os blocos rígidos não se deformam com a atuação da carga vertical dos pilares, transferindo a mesma de forma igual entre as estacas, desde que estas

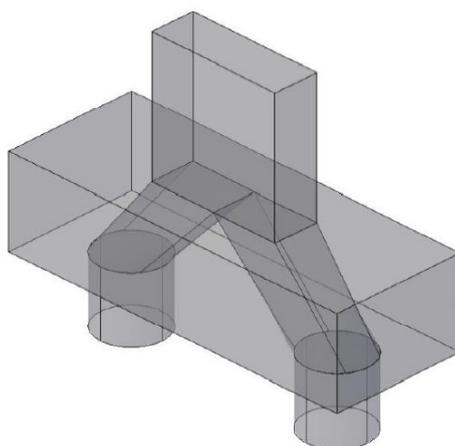
sejam equidistantes do pilar. Já os blocos flexíveis se deformam com a atuação da carga vertical dos pilares, transferindo-as de forma desigual para as estacas. As estacas mais próximas aos pilares apresentam reações maiores do que as estacas que estão mais afastadas dos pilares.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) aceita, para o cálculo e dimensionamento dos blocos, modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar todos os aspectos do comportamento estrutural dos blocos, sejam eles rígidos ou flexíveis.

### 2.6.1 Método das Bielas

O método das bielas considera que haja uma "treliça espacial" dentro do bloco, que é responsável por transmitir a força do pilar para a estaca através da barra da treliça. A força que atua na barra de compressão da treliça é resistida pelo concreto, e a força que atua na barra de tração é resistida pela armadura de aço.

Figura 7 - Bielas de concreto no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2017)

### 2.6.2 Método proposto pelo departamento de transporte dos Estados Unidos (U.S. Department of Transportation)

Segundo o departamento de transporte dos Estados Unidos (2016) a espessura "h" do bloco é a soma da estaca embutida no bloco e a espessura necessária para o suporte estrutural, apresentado na

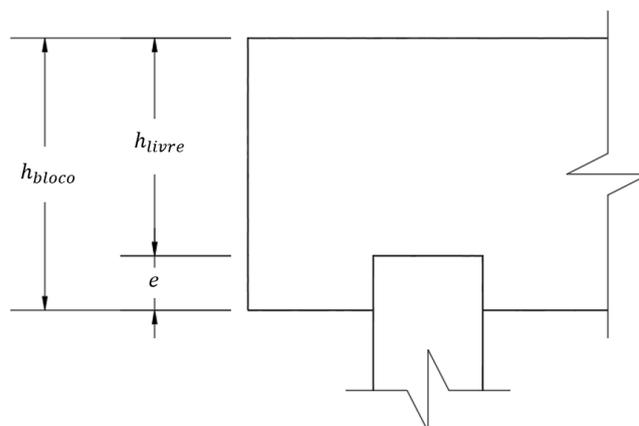
$$h_{bloco} = \frac{P_u}{12} + 30 \quad \text{Equação 21}$$

Onde:

$h_{bloco}$  é a altura do bloco (polegadas);

$P_u$  é a máxima carga axial da estaca isolada (Libra-Força);

Figura 8 - Seção do Bloco



Fonte: U.S. Department of Transportation (2016)

## 2.7 Vento

O vento não é um problema em construções baixas e pesadas, porém em estruturas esbeltas passa ser uma ação a ser considerada em projeto. As considerações para determinação das forças devidas ao vento são regidas e calculadas de acordo com – Forças devidas ao vento em edificações.

Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), é preciso determinar a posição geográfica da estrutura e a topografia do local onde a mesma será executada, pois são estes os dois fatores que mais influenciam definição da velocidade característica do vento. A determinação da posição geográfica é feita de acordo com o mapa de isopleias, Figura 9, que determina para cada posição geográfica do Brasil uma velocidade básica do vento ( $V_0$ ). Este valor indica a velocidade esperada para o vento médio medido sobre 3,0 segundos, para um período de recorrência de 50 anos, em terreno aberto e plano a 10,0 m acima do nível do solo. E necessário corrigir a velocidade básica do vento, para isso a norma utiliza três fatores ( $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ ) para tal. A velocidade característica do vento ( $V_k$ ) é definida pela multiplicação destes fatores de correção pela velocidade básica do vento, conforme a Equação 22.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

$V_k$  é a velocidade característica do vento;

$V_0$  é a velocidade básica do vento;

$S_1$  é o fator topográfico;

$S_2$  é o fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  é o fator estatístico;

As forças devidas aos ventos nos edifícios são consideradas aplicadas a lajes e são chamadas de forças de arrasto (força global na direção ao vento). São calculadas pela.

$$F_a = c_a \cdot q \cdot A_l \quad \text{Equação 23}$$

Onde:

$F_a$  é a força de arrasto (KN);

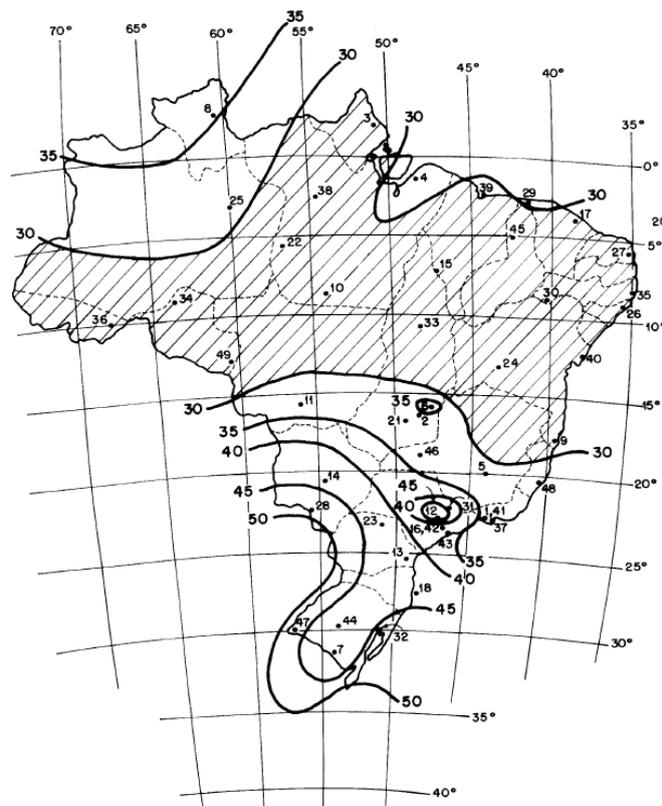
$c_a$  é o coeficiente de arrasto;

$q$  é a pressão dinâmica do vento (KN/m<sup>2</sup>), Equação 24;

$A_l$  é a área lateral de ação do vento (m<sup>2</sup>);

$$q = 0,613 \cdot (V_k)^2 \quad \text{Equação 24}$$

Figura 9 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)



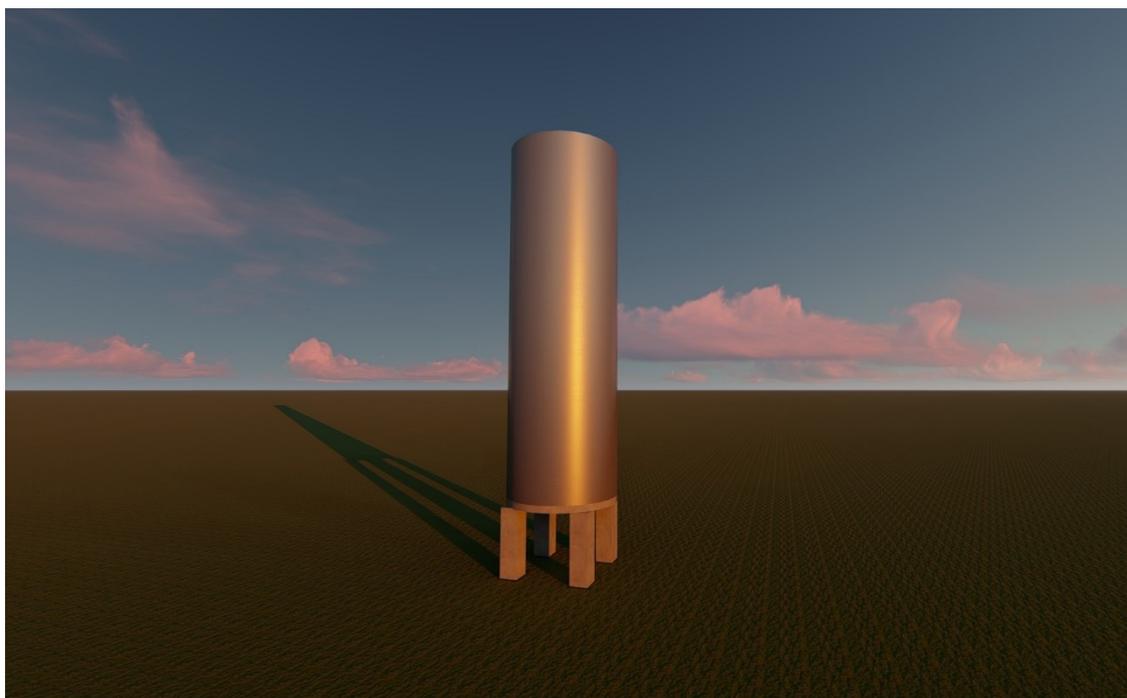
Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

### 3. MATERIAL E MÉTODOS

O objeto de estudo deste trabalho é um reservatório industrial situado na cidade de Uberlândia, estado de Minas Gerais. Os reservatórios industriais são recipientes destinados ao armazenamento de fluidos à pressão atmosférica e a pressões superiores à atmosférica. Estes tanques têm a capacidade de armazenar uma extensa variedade de produtos envolvidos na produção em uma unidade industrial.

O Anexo B apresenta o projeto geométrico do reservatório com todas as suas peculiaridades.

Figura 10 - Reservatório de Análise



Fonte: Autor (2021)

#### 3.1 Ações

A estrutura de suporte do reservatório, será projetado para resistir não só às ações verticais, mas também às ações horizontais, ações estas que podem gerar efeitos ao longo da vida da construção. As ações verticais, neste caso, são constituídas por peso próprio dos elementos estruturais e ações permanentes, como o peso do reservatório. As ações horizontais, são basicamente a ação do vento. Todas as ações atuantes no reservatório são apresentadas na Tabela 10.

##### 3.1.1 Ações Verticais

As estruturas que compõem o sistema estrutural a resistir a ação permanente, peso do reservatório, tem por início nas lajes, que transmitem essas ações para as vigas, que por sua vez

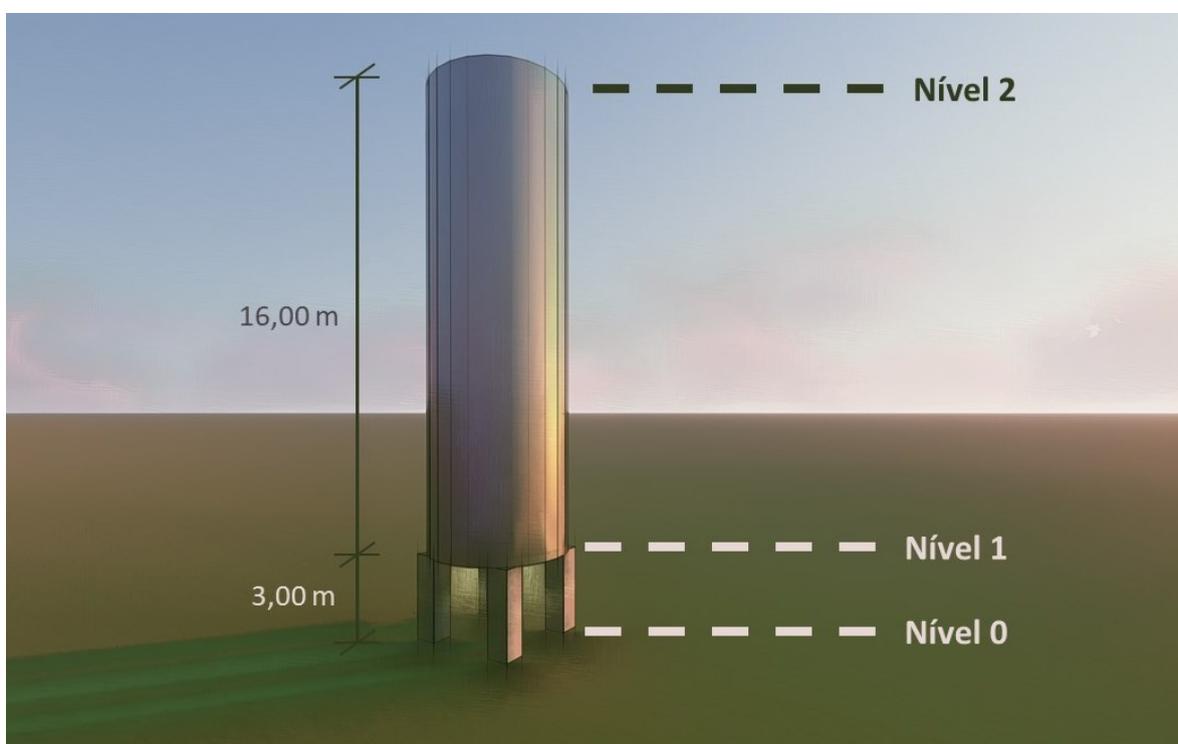
transmitem aos pilares todas as ações, peso próprio dos elementos e a ação permanente. Para esse trabalho, o conjunto de ações verticais é denominado  $V_k$ , onde  $V_k = g + \sum peso_{estrutural}$ .

Ou seja,  $V_k$  é a soma da ação permanente, peso do reservatório, somado ao peso próprio da laje, peso próprio das vigas e peso próprio dos pilares.

### 3.1.2 Ações Horizontais

As ações horizontais como já mencionado irá ser constituída apenas pela ação do vento,  $H_k$ . Para as ações do vento o caso foi subdividido em dois níveis, nível 1, do solo até o topo dos pilares e nível 2, topo dos pilares até o topo do reservatório, Figura 11.

Figura 11 - Níveis para ação horizontal



Fonte: Autor (2021)

Considerações para o cálculo do efeito do vento na estrutura:

- Local: Uberlândia/Minas Gerais;
- Topografia: Terreno Plano;
- Região: Zona Industrial;

Para a cidade de Uberlândia/MG, a velocidade básica do vento,  $V_0$ , a partir do mapa de isopletras, Figura 9, é de 34 m/s. A Tabela 8 apresenta os valores de vento característico, Equação 22, para os níveis apresentados.

Tabela 8 - Velocidade característica do vento na região

Nível	Vo (m/s)	S1	Z (m)	S2	S3	Vk (m/s)
1	34	1	3	0,74	0,95	23,90
2	34	1	19	0,93	0,95	30,04

Fonte: Autor (2021)

A partir do vento característico, o cálculo para determinação da força de arrasto, Tabela 9, segue a Equação 23. A ação do efeito do vento será considerada tanto na direção x quanto na direção em y devido o reservatório ser simétrico, as ações do vento a 0° e a 90° apresentam mesmos valores de pressão, não sendo possível determinar qual seria o mais crítico. Uma observação a ser considerada é o item 7.6 da NBR 6123 (ABNT, 1988), que faz referência sobre as considerações para as linhas de pilares que compõem o sistema. Para reticulados planos múltiplos, paralelos e equidistantes, terá de ser considerado um fator  $\eta$ , que é um fator de proteção que os elementos a sotavento sofrem devido os elementos de barlavento. Ou seja, o vento incide diretamente nos pilares da primeira linha, e esses protegem os pilares da segunda linha, porém, há de se levar em consideração que está segunda linha, mesmo protegida, também sofre ação do vento. O coeficiente de arrasto do conjunto dos n reticulados,  $c_{an}$ , é dado pela Equação 25, e  $\eta$  é dado a partir da figura 8 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

$$c_{an} = c_{a1} \cdot [1 + (n-1) \cdot \eta] \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

$c_{a1}$  é o coeficiente de arrasto de um reticulado isolado.

Tabela 9 – Força de Arrasto

Nível	q (KN/m <sup>2</sup> )	Al (m <sup>2</sup> )	ca	Fax (KN)	Fay (KN)
1	0,35	4,8	0,6	2	2
2	0,55	80	0,8	22	22

Fonte: Autor (2021)

Tabela 10 - Ações no reservatório

Ação	Força (KN)
Vertical (Vk)	8000
Horizontal (Hx)	24
Horizontal (Hy)	24

Fonte: Autor (2021)

### 3.2 Parâmetro de projeto

A caracterização do solo foi realizada a partir de ensaios SPT no solo da região. O ensaio SPT é a sigla em inglês para Standard Penetration Test ou Ensaio de Sondagem à Percussão, é um tipo de sondagem que visa caracterizar o solo em que receberá o empreendimento. Para o estudo do reservatório foram apresentadas 3 sondagens, presente no Anexo A, a partir dessas sondagens foram determinados os parâmetros do solo, como peso próprio, ângulo de atrito, coesão e coeficiente de Poisson que é o parâmetro que relaciona a deformabilidade do solo no sentido horizontal em relação à deformação no sentido do carregamento. Para completar os parâmetro do solo, foi necessário estimar o modulo de elasticidade, a partir de correlações entre o ensaio SPT e o tipo de solo, proposto por Ivan Joppert (JOPPERT, 2007), cominando nos parâmetros da Tabela 11. O concreto a ser utilizado no empreendimento é o C25.

Tabela 11 - Propriedades dos Materiais

Material	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\phi$ (°)	$\nu$	c (KN/m <sup>2</sup> )
Solo 1	15	5	22	0,25	25
Solo 2	17	66	31	0,33	10
Solo 3	18	85	35	0,40	15
Solo 4	18	120	38	0,40	18
Concreto	25	25.000	60	0,20	300
Pilar	4 Estacas	4.944	34	0,32	73
Equivalente	16 Estacas	3.180	32	0,33	53

Fonte: Autor (2021)

Onde:

$\gamma$  é o peso próprio;

$E$  é o modulo de elasticidade;

$\phi$  é o angulo de atrito;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson;

$c$  é a coesão;

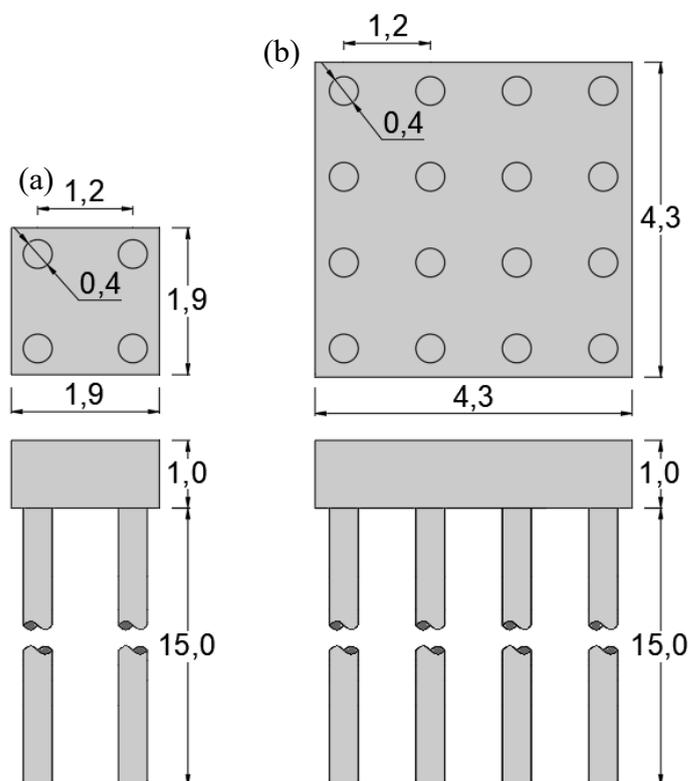
A partir da capacidade de carga do grupo de estacas, algumas soluções foram modeladas e simuladas pelo software RS2 da empresa Roc Science, em que para o desenvolvimento deste trabalho foi utilizada a licença da Faculdade de Engenharia Civil – Universidade Federal de Uberlândia. A ferramenta computacional faz uma análise via elementos finitos 2D para aplicações em solo e rocha.

Figura 12 – Perfil geológico do subsolo local



Fonte: Autor (2021)

Figura 13 - Soluções para a fundação do reservatório (a) Solução 1 – Grupo com 4 estacas e (b) Solução 2 – Grupo com 16 estacas



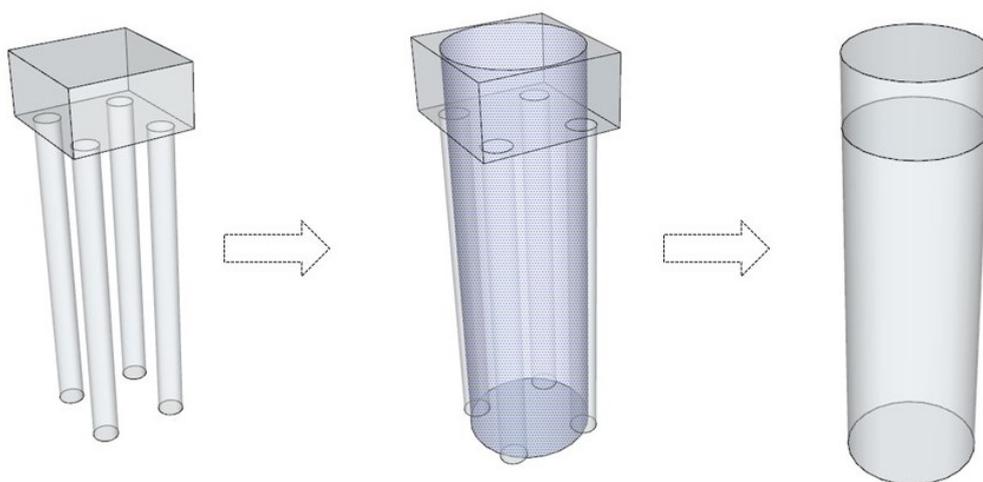
Fonte: Autor (2021)

### 3.3 Modelagem

Segundo Soriano (2003), o método de elementos finitos é um método que consiste em uma modelagem matemática subdividindo-se um modelo em um número discreto de elementos de dimensões finitas, denominado elementos finitos, que são interligados por pontos, chamados de nodais, formando assim uma malha de elementos. Ou seja, esse método de análise transforma um modelo sólido em uma simplificação matemática com infinitos pontos, o que acaba se tornando uma geometria que é reduzida em outras geometrias conhecidas e menores como triângulos, hexaedros, tetraedros. Essa transformação simplifica os cálculos para prever comportamentos dos materiais que formam o modelo.

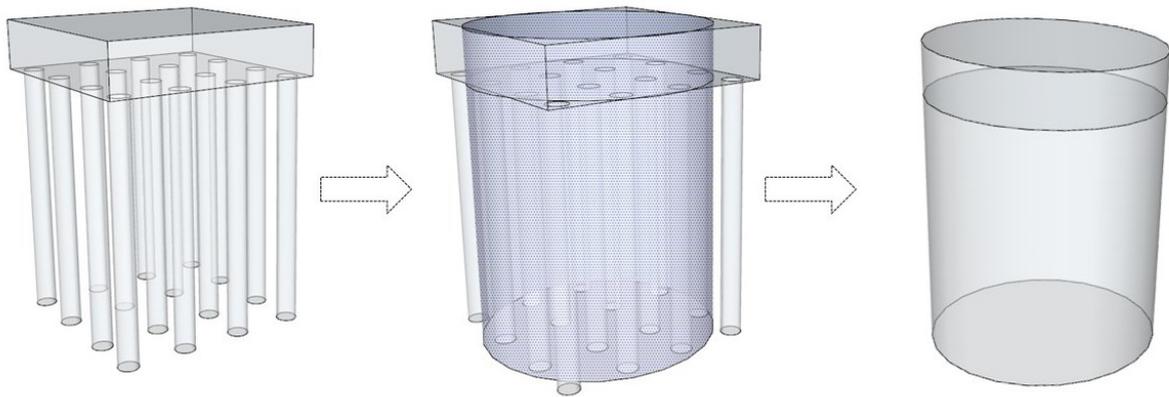
Como apresentado anteriormente, o método proposto por Poulos e Davis, *Pilar Equivalente*, consiste na transformação do grupo de estacas por um grande estaca, com área equivalente a área do grupo de estacas e com rigidez equivalente a rigidez das camadas de solo e do concreto. Essa transformação, Figura 14 e Figura 15, é uma simplificação usual para o emprego no programa, pois é necessário transformar a solução tridimensional para um modelo bidimensional. Essa transformação de 3D para 2D pode ser feita transformando a estrutura plana em uma axissimétrica. As estruturas axissimétricas ou de revolução, são estruturas que podem ser representadas por uma secção transversal que contém um eixo de revolução. Estas estruturas podem assim ser geradas rodando a secção transversal 360° segundo o eixo de revolução. Portanto, transformando o grupo de estacas em um pilar equivalente, se obtém uma estrutura que possui um eixo axissemétrico, Figura 16.

Figura 14 - Pilar Equivalente – Bloco com 4 Estacas



Fonte: Autor (2021)

Figura 15 - Pilar Equivalente – Bloco com 16 Estacas



Fonte: Autor (2021)

Figura 16 - Eixo de Axissimetria

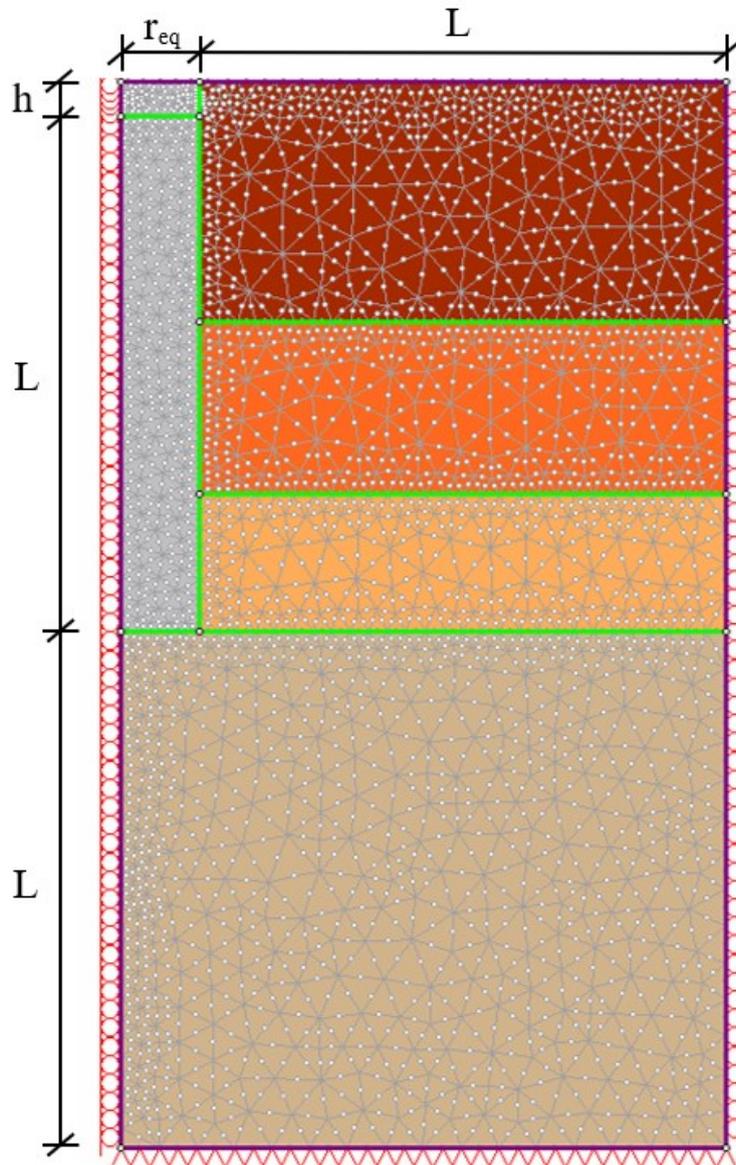


Fonte: Autor (2021)

Para a modelagem no programa RS2 é necessário a criação de um espaço de interação. A análise de interesse deste trabalho é o comportamento solo-fundação, por esse motivo a modelagem deve ter seu foco no problema, para isso se cria um espaço de interação, este com dimensões limitadas, para se ter uma análise confiável. Esse espaço é uma importante consideração, pois com sua delimitação, um semiespaço do problema será criado, o que garantiria as condições de contorno. Visto que a fundação está confinada durante o seu período de utilização,

a dimensão vertical, Figura 17, do semiespaço deve ser tal que os deslocamentos em x sejam zero ou uma parcela insignificante para o problema, na horizontal, final do semiespaço, os deslocamentos em x e y devem ser zero. Logo, a Figura 17 mostra as dimensões para que tais condições de contorno sejam atendidas.

Figura 17 - Semiespaço de análise



Fonte: Autor (2021)

Onde:

L é o comprimento da estaca;

h é a altura do bloco de coroamento;

$r_{eq}$  é o raio equivalente do pilar equivalente;

Para melhor compreender o comportamento do grupo de estacas foi necessário adaptar o modelo, onde o bloco de coroamento foi considerado como pilar equivalente, portanto, o

comprimento do pilar equivalente é de 16 metros.

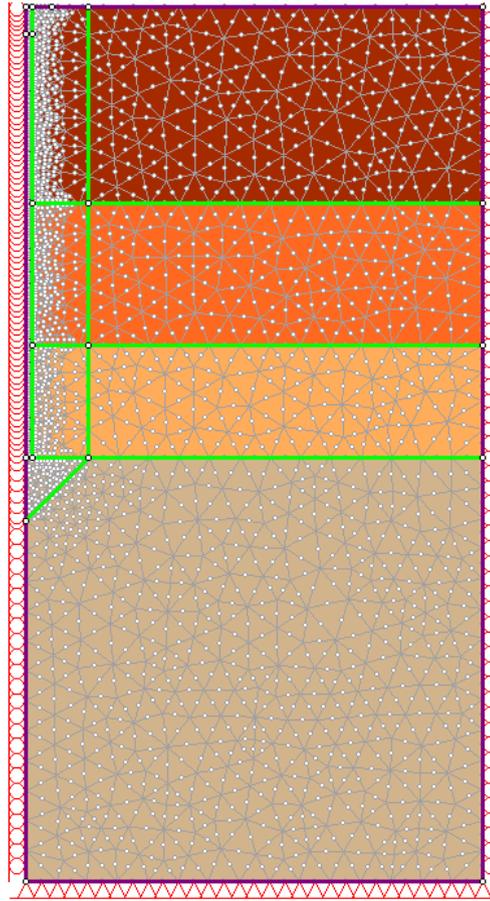
Segundo RANDOLPH (1994) para avaliar o recalque de fundação em estacas, o método do radier equivalente tem sido preferido quando a relação  $RS = \sqrt{ns/L} \geq 4$ , enquanto que o método do pilar equivalente é mais adequado se  $R < 2$ , em que  $n$  é o número de estacas do grupo,  $L$  é o comprimento das estacas e  $s$  o espaçamento entre elas. Devido a esse fator que a proposta de analisar numericamente por pilar equivalente foi considerada, onde o fator  $R$  para os grupos de 4 e 16 estacas foi menor que 2.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Carga de Ruptura Convencionada

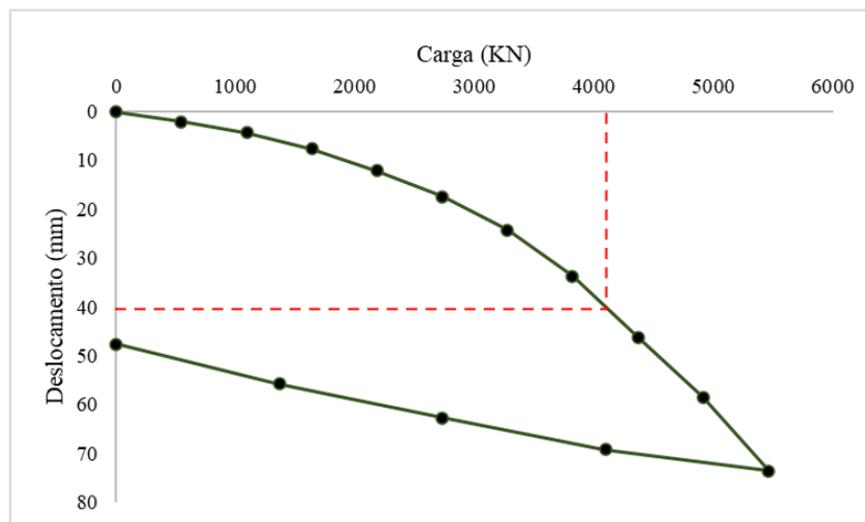
De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) a carga de ruptura é aquela que corresponde à força resistente última (geotécnica) da fundação. Segundo Décourt (1996) é necessário estabelecer uma carga de ruptura do modelo apresentado, considerando as cargas aplicadas e os deslocamentos sofridos pela estrutura, essa carga de ruptura é a carga que promove um deslocamento vertical de 10% do diâmetro das estacas, ou seja, as cargas que promovem recalques de 40 mm nas soluções do caso deste trabalho. Determinar-se-á a carga de ruptura para uma estaca isolada de 400 mm de diâmetro e 16 m de comprimento, Figura 18, é para as soluções 1, Figura 20, e solução 2, Figura 22, do caso de análise. Para os modelos propostos estipulou-se uma carga maior do que aquela de trabalho, gerada pela ação da superestrutura, para assim determinar a curva carga-recalque de modo a conseguir determinar a carga que produz um recalque de 40 mm nos casos. Para determinar-se a carga de ruptura convencionada, a partir da análise numérica, estipulou que a curva carga-recalque teria como máximos deslocamentos de 70 a 80 mm de recalque, e por conseguinte, determinou-se a curva carga recalque para os modelos. A análise da estaca isolada consiste naquela que carga que produz um recalque de 10% do diâmetro da estaca, 40 mm, e essa carga, convencionada, é de 4100 KN, como se observa na Figura 19. Já para o pilar equivalente com 4 estacas, aplicando uma carga maior que a de trabalho, determinando um recalque de 40 mm, a carga de ruptura convencionada é de aproximadamente 14.600 KN, Figura 21. Do mesmo modo se fez para o pilar equivalente com 16 estacas, tendo uma carga de aproximadamente 39.500 KN, Figura 23, que gera um recalque próximo dos 40 mm convencionados.

Figura 18 – Modelagem 2D de uma estaca isolada



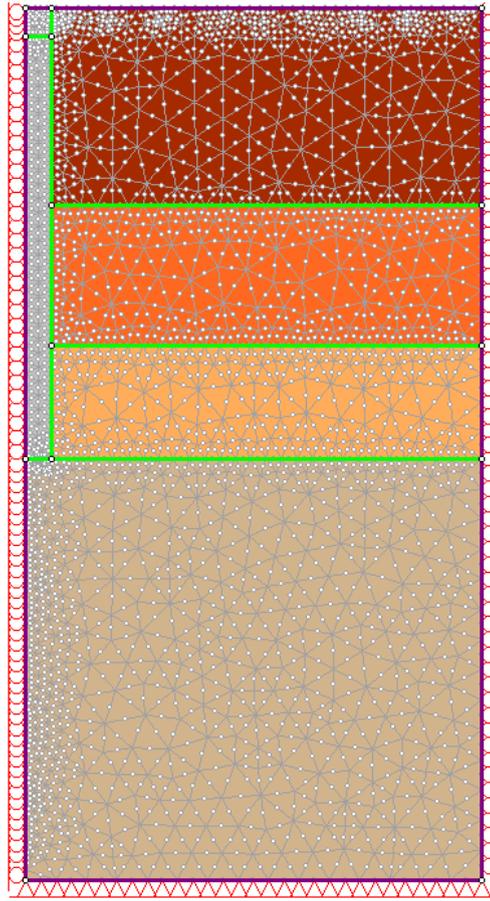
Fonte: Autor (2021)

Figura 19 - Carga de Ruptura convencional: Estaca Unitária



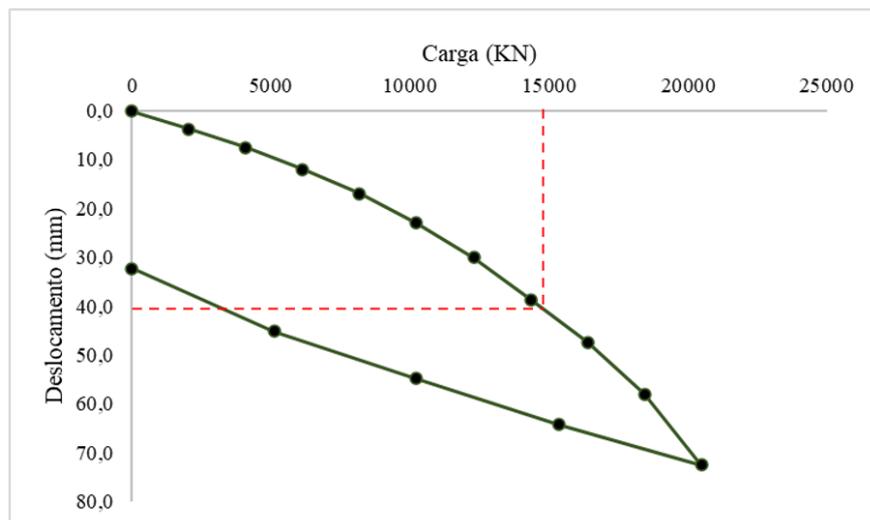
Fonte: Autor (2021)

Figura 20 – Modelagem 2D do pilar equivalente com 4 estacas



Fonte: Autor (2021)

Figura 21 – Carga de Ruptura convencional: Grupo com 4 Estacas



Fonte: Autor (2021)

Figura 22 – Modelagem 2D do pilar equivalente com 16 estacas

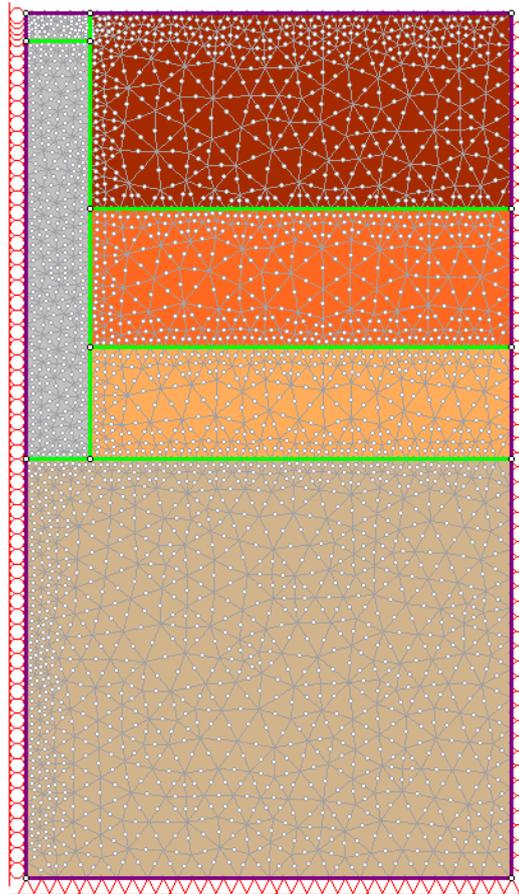
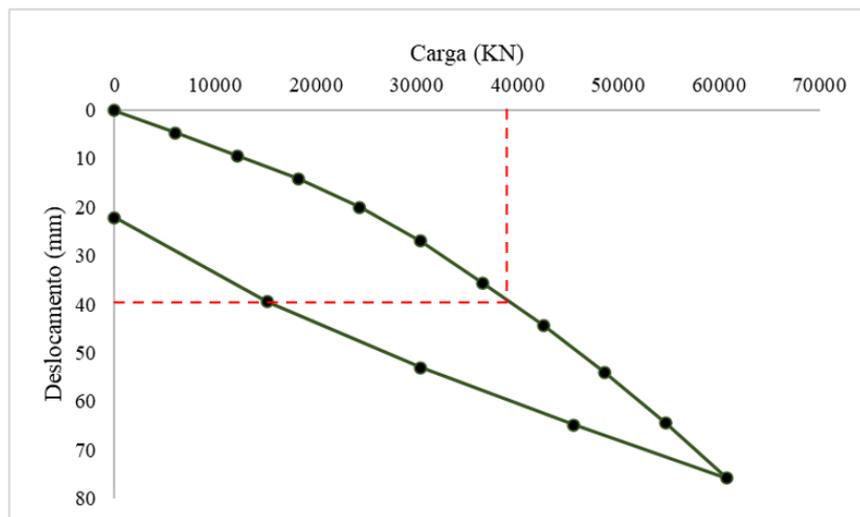


Figura 23 - Carga de Ruptura convencional: Grupo com 16 Estacas



Fonte: Autor (2021)

## 4.2 Proposta por Poulos e Davis

Para obter uma estimativa da capacidade de carga final de um grupo, Poulos e Davis sugere uma relação empírica da eficiência do grupo devido dois tipos de falhas para fundações de  $n$  estacas. Essas falhas, de acordo com um modelo proposto em 1957, consistem na análise da falha do grupo como um todo e da estaca individual. Os testes feitos constataram a capacidade final do grupo quando analisado pela falha individual de cada estaca não tem valores tão distintos quando analisado com a capacidade final do grupo analisado pela falha do bloco, “pilar equivalente”.

$$P_B = b \cdot l \cdot c \cdot N_c + 2 \cdot (b+l) \cdot L \cdot \bar{c} \quad \text{Equação 26}$$

Onde:

$P_B$  = capacidade de carga última do bloco (Equação 26);

$b = l$  = dimensão da seção do bloco ou “pilar equivalente”;

$L$  = profundidade do bloco;

$c$  = coesão na base do bloco;

$N_c$  = fator de capacidade de suporte correspondente à profundidade  $L$  (Equação 27);

$\bar{c}$  = coesão média ao longo da profundidade  $L$ ;

$$N_c = 1 + \frac{4}{3} \cdot \left[ 1 + \ln \left( \frac{E_u}{3 \cdot c_u} \right) \right] \quad \text{Equação 27}$$

$E_u$  = Modulo de Elasticidade do solo na base da estaca;

$c_u$  = coesão não drenada do solo na base da estaca;

Para determinação do fator de capacidade  $N_c$ , utiliza-se da Tabela 12, para determinação deste, visto que como informação do solo se tem o ângulo de atrito de todo o perfil geológico.

Uma estimativa da carga de ruptura última do grupo,  $P_u$  é dada segundo Whitaker, Equação 28.

$$\frac{1}{P_u^2} = \frac{1}{n^2 \cdot P_1^2} + \frac{1}{P_B^2} \quad \text{Equação 28}$$

Onde:

$P_1$  é a capacidade de carga última da estaca isolada;

$P_B$  é a capacidade de carga última do bloco, “pilar equivalente”;

$P_u$  é a capacidade de carga última do grupo de estacas;

$\eta$  é a eficiência do grupo, Equação 29;

Tabela 12 – Fatores de capacidade de carga (Vésic, 1975)

$\phi$	$N_c$	$N_c$	$N_c$	$\phi$	$N_c$	$N_c$	$N_c$
0	5,14	1,00	3,00	28	25,80	14,72	16,72
				29	27,86	16,44	19,34
5	6,49	1,57	0,45	30	30,14	18,40	22,40
				31	32,67	20,63	25,99
10	8,35	2,47	1,22	32	35,49	23,18	30,22
15	10,98	3,94	2,65	33	38,64	26,09	35,19
16	11,63	4,34	3,06	34	42,16	29,44	41,06
17	12,34	4,77	3,53	35	46,12	33,30	48,03
18	13,10	5,26	4,07	36	50,59	3,75	56,31
19	13,93	5,80	4,68	37	55,63	42,92	66,19
20	14,83	6,40	5,39	38	61,35	48,93	78,03
21	15,82	7,07	6,20	39	67,87	55,96	92,25
22	16,88	7,82	7,13	40	75,31	64,20	109,41
23	18,05	8,66	8,20	41	83,86	73,90	130,22
24	19,32	9,60	9,44	42	93,71	85,38	155,55
25	20,72	10,66	10,88	43	105,11	99,02	186,54
26	22,25	11,85	12,54	44	118,37	115,31	224,64
27	23,94	13,20	14,47	45	133,88	134,88	271,76

Fonte: Velloso e Lopes (2012)

E a eficiência do grupo é dada pela Equação 29, e os resultados são fornecidos na Tabela 15.

$$\frac{1}{\eta^2} = 1 + \frac{n^2 \cdot P_1^2}{P_B^2} \quad \text{Equação 29}$$

A capacidade de carga última dos grupos foi obtida analiticamente pelo método de Poulos e Davis (Tabela 13 e Tabela 14). Para o caso analítico a capacidade de carga de uma estaca foi estimada pela média do cálculo realizado a partir de três métodos semiempíricos consagrados. Para o caso numérico a capacidade de carga de uma estaca isolada foi determinada para um deslocamento de 10% do diâmetro na curva carga-recalque. O mesmo foi feito para obtenção das capacidades de carga dos blocos (estacas + solo confinado) de 4 e 16 estacas via análise numérica.

Tabela 13 – Capacidade de carga última obtida pelo método analítico

Estacas do Grupo	$P_1'$ (KN)	$P_B'$ (KN)	$P_u'$ (KN)
4	1523	4330	3529
16	1523	19213	15087

Fonte: Autor (2021)

Tabela 14 – Capacidade de carga última obtida pelo método numérico

Estacas do Grupo	$P_1$ (KN)	$P_B$ (KN)	$P_u$ (KN)
4	4100	14600	10905
16	4100	39500	33839

Fonte: Autor (2021)

### 4.3 Efeito de Grupo

O efeito de grupo consiste na interação entre as estacas que compõem o grupo, e devido a essa interação a capacidade de carga do grupo é menor que a soma da capacidade de carga de cada estaca isolada que compõem este grupo. Diferentes métodos consagrados na literatura levam em consideração esse efeito de grupo para o cálculo da capacidade de carga do conjunto, e alguns calculam a eficiência do grupo. A eficiência do grupo é dada pela Equação 29, onde se divide a resistência do grupo pelo produto da capacidade de carga de uma estaca isolada pelo número de estacas que compõem o grupo.

De acordo com os métodos utilizados, a Tabela 15 apresenta os valores de eficiência pelos diferentes métodos, onde é possível compreender quais os métodos são mais conservadores e os quais seguem mais a linha de análise. Pelo método dos elementos finitos observa-se que a eficiência real do grupo de estacas é de 66% para o grupo composto por 4 estacas, e 52% para o grupo com 16 estacas.

Tabela 15 – Eficiência dos grupos pelos diferentes métodos

Estacas no Grupo	Feld	Filas e Colunas	Converse-Labarre	Poulos e Davis	MEF 2D
4	0,81	1,27	0,79	0,58	0,66
16	0,67	0,79	0,69	0,62	0,52

Fonte: Autor (2021)

### 4.4 Análise Carga-Recalque

Pela análise realizada do MEF 2D utilizando o programa RS2, constatou-se os máximos deslocamentos que as cargas aplicadas geravam na estrutura composta por 4 estacas, Figura 24, e para a de 16 estacas, Figura 26. As curvas carga-recalque provenientes dos cálculos numéricos, foram obtidas após carregamento progressivo da estrutura, realizado em dez estágios. A Figura 25 e a Figura 27, apresentam que o máximo deslocamento que a estrutura sofre ao aplicar a carga da superestrutura, é de 3,76 mm, para o pilar equivalente composto por 4 estacas, e 6,21 mm, para o pilar equivalente composto por 16 estacas. Portanto, percebe-se que a carga aplicada produz um recalque com menos de 2% do diâmetro, para ambos os grupos, ou seja, a fundação está

superdimensionada.

Figura 24 – Análise MEF 2D: Pilar equivalente com 4 estacas

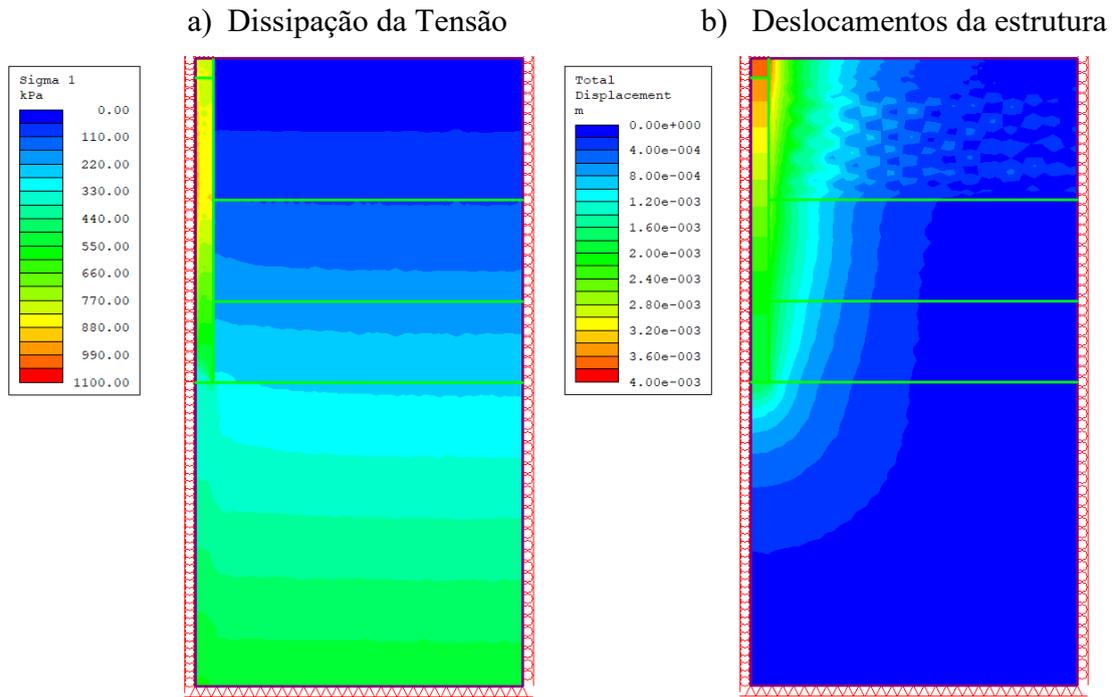
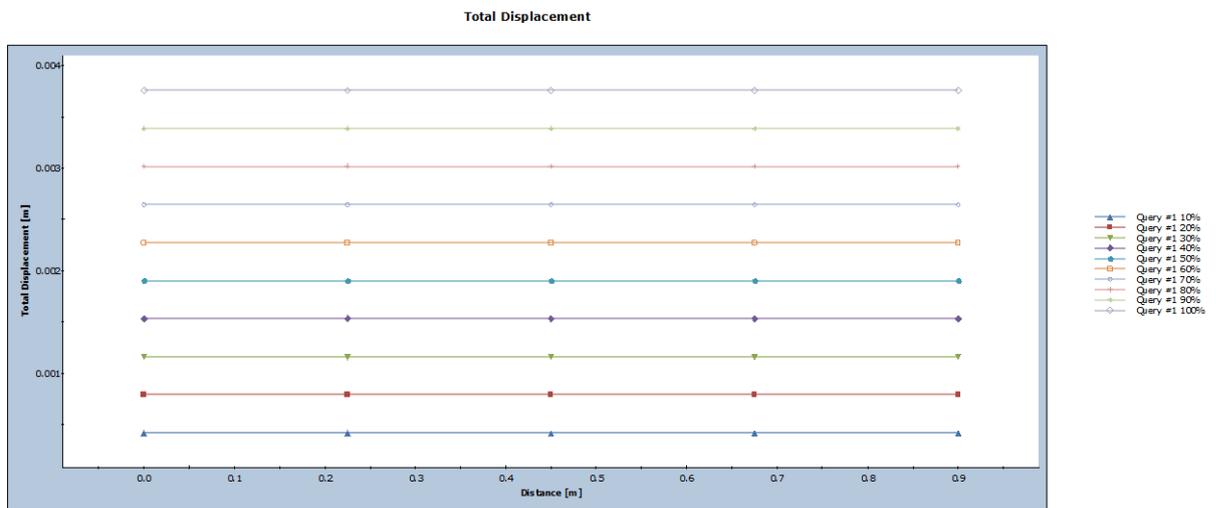
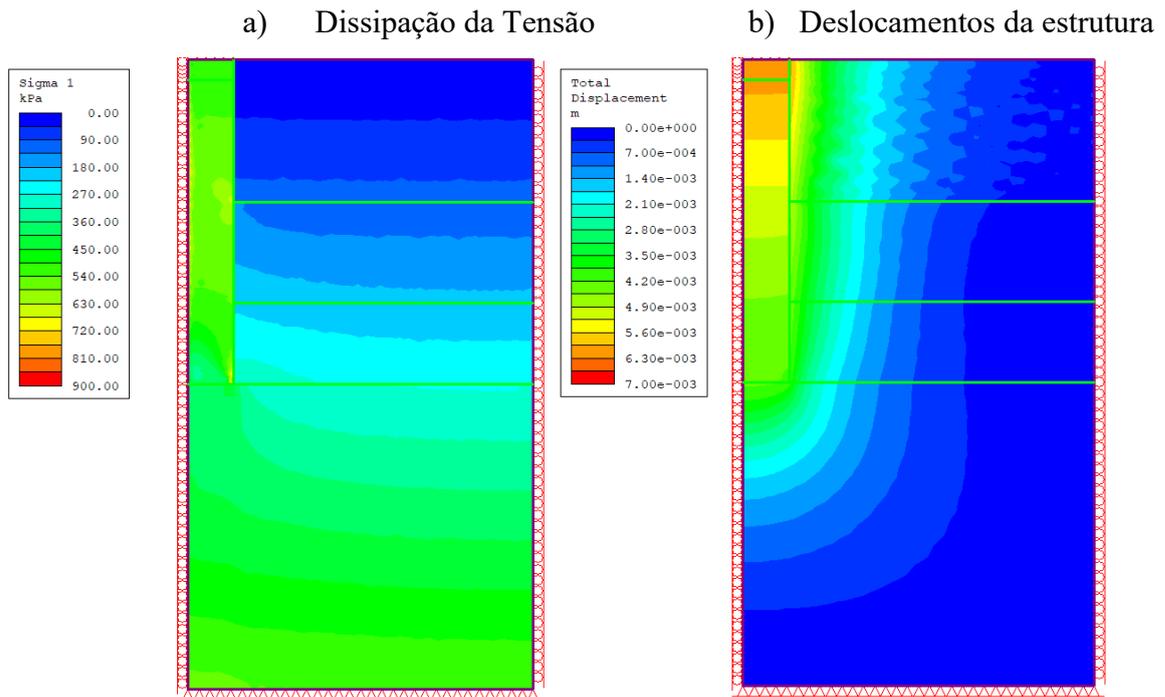


Figura 25 – Máximo Recalque Axial: Pilar equivalente com 4 estacas



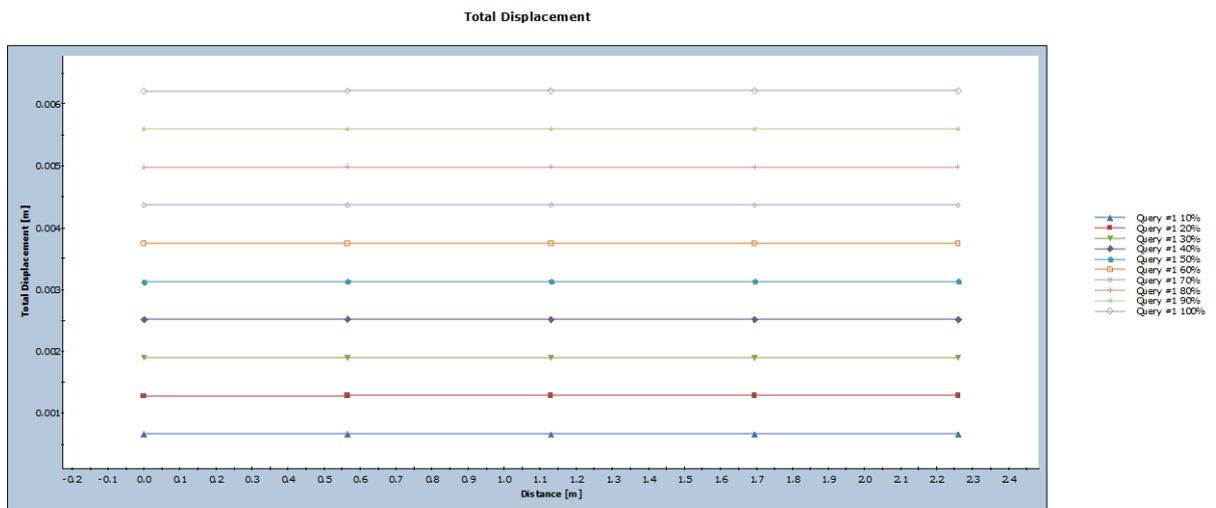
Fonte: Autor (2021)

Figura 26 – Análise MEF 2D: Pilar equivalente com 16 estacas



Fonte: Autor (2021)

Figura 27 – Máximo Recalque Axial: Pilar equivalente com 16 estacas



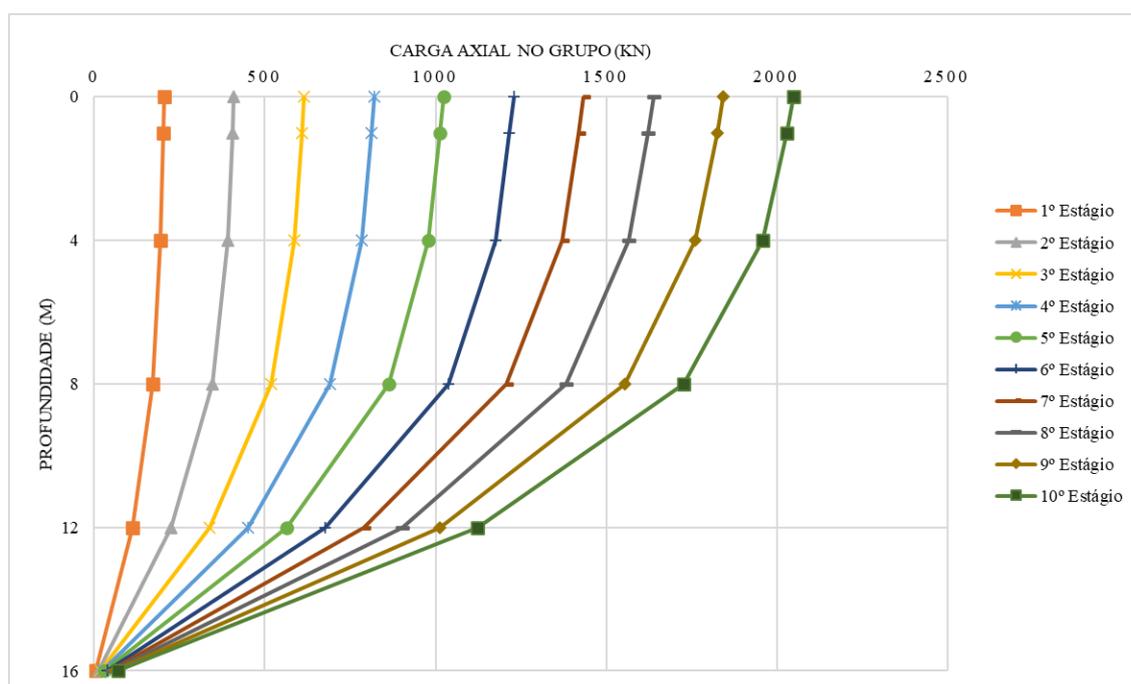
Fonte: Autor (2021)

## 4.5 Transferência de Carga Axial

A transferência de carga dos modelos analisados é a parcela que corresponde ao atrito lateral resistida pelo solo ao longo do fuste. Essa transferência de carga é uma análise importante em fundações estacadas, pois, pode, além de outros fatores, determinar o trecho em que a estaca deverá ser armada para resistir as cargas aplicadas oriundas da superestrutura.

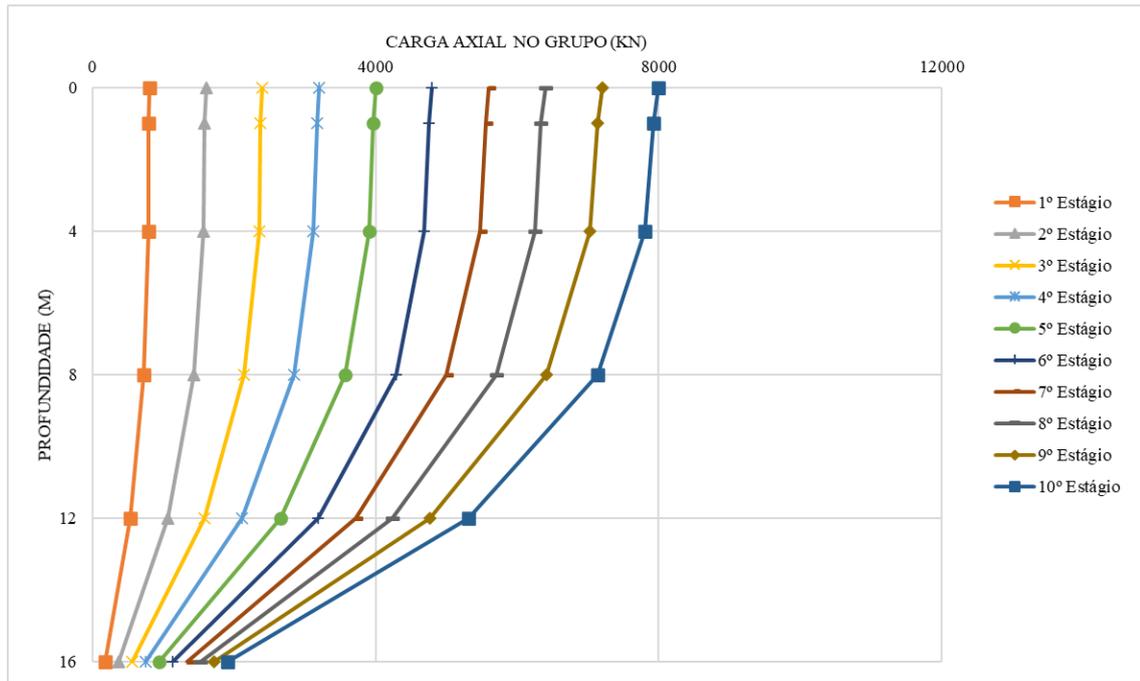
Determinou-se estágios de carregamento para melhor analisar a transferência de carga no grupo de estacas, onde são considerados os estágios de 10 a 100% do carregamento, tendo uma variação de 10% em cada um. Para o grupo com 4 estacas, observa-se que cerca de 3,4% da carga aplicada é resistida pela ponta do grupo, Figura 28, já no grupo com 16 estacas, essa porcentagem aumenta, cerca de 23,8% da resistência total do grupo é devido a resistência de ponta, Figura 29. Já a resistência por atrito lateral apresenta maior representação na resistência total do grupo quando presente nas camadas mais resistentes do solo, apresentando resultados não homogêneos ao longo da profundidade das estacas como observa-se nas Figura 30 e Figura 31, ou seja, quanto maior é o grupo, maior também será a participação da resistência de ponta na resistência final do grupo.

Figura 28 – Transferência de Carga Axial: Pilar equivalente com 4 estacas



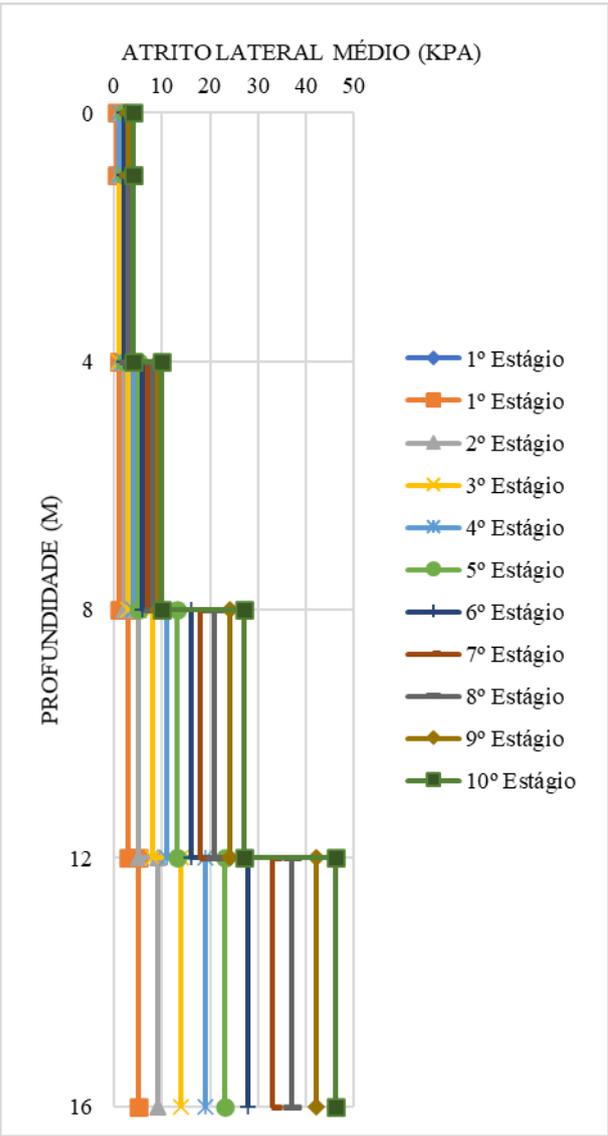
Fonte: Autor (2021)

Figura 29 – Transferência de Carga Axial: Pilar equivalente com 16 estacas



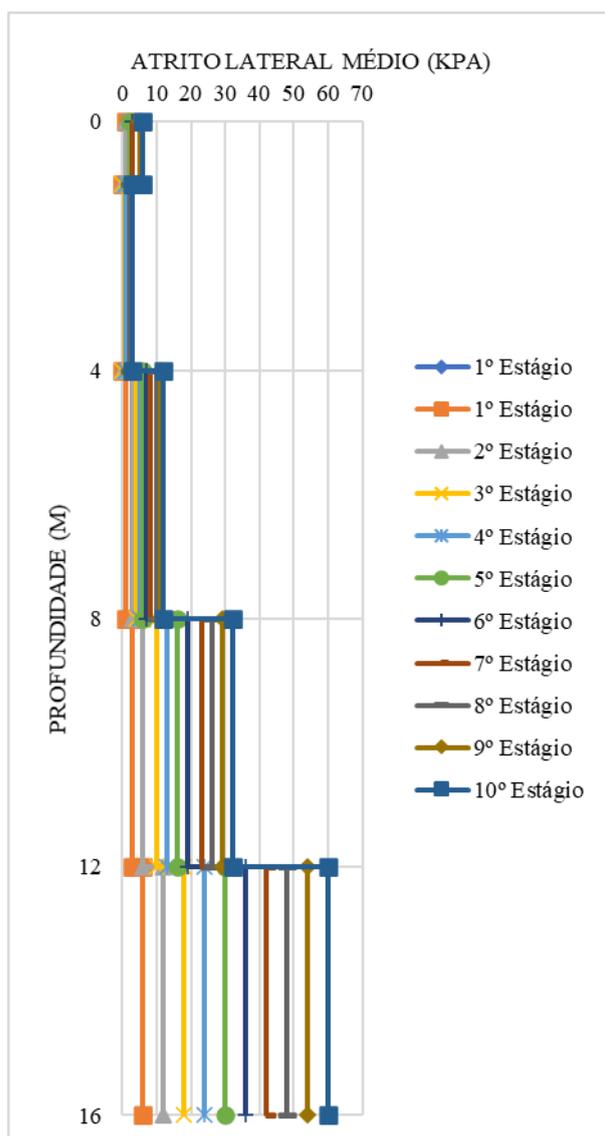
Fonte: Autor (2021)

Figura 30 – Atrito Lateral Médio: Pilar equivalente com 4 Estacas



Fonte: Autor (2021)

Figura 31 – Atrito Lateral Médio: Pilar equivalente com 16 Estacas



Fonte: Autor (2021)

## 5. CONCLUSÃO

Com base nas análises realizadas é possível compreender melhor o efeito de grupo nas fundações estacadas e sua interferência na capacidade de carga do grupo, gerando uma redução nesta devido a interação entre as estacas que constituem o sistema de fundação.

As interações solo-fundação e solo mobilizado no interior do grupo, devem ser levadas em consideração no momento do dimensionamento das estruturas de fundações, uma vez que se constatou que esse efeito pode resultar em sub ou superdimensionamento.

Para os métodos analisados constatou-se que a eficiência de grupo calculado por alguns métodos, é majoritariamente composta por métodos conservadores, ou seja, resultam em superdimensionamento do sistema de fundação, por esses métodos o grupo de estacas sofreu recalques abaixo daqueles convencionados.

Na avaliação de capacidade de carga, o grupo de estacas com relação  $L/\phi \cong 7,5$  (grupo de 4 estacas) apresenta predominância por resistência lateral e participação não significativa da resistência de ponta (3,4%). Para grupos de estacas com relação  $L/\phi \cong 3,5$  (grupo de 16 estacas) constatou a predominância da resistência lateral, entretanto, com maior e significativa participação da resistência de ponta (23,8%). Assim, verifica-se a tendência de maior participação da resistência de ponta na capacidade de carga do sistema de fundação com o aumento do solo confinado pelo grupo de estacas.

As considerações adotadas por Poulos e Davis, considerando o grupo de estacas como sendo um bloco (estacas + solo confinado) é aquele que se apresenta valores para eficiência mais próximos dos analisados numericamente. Pela análise analítica a eficiência do grupo de 4 estacas é de 58% e para o de 16 estacas 62%. A divergência entre as eficiências entre o proposto pelo método Poulos e Davis e a eficiência analisada numericamente é de 12% para o grupo composto por 4 estacas e 19% para o grupo composto por 16 estacas.

Constatou-se que a eficiência real do grupo de 4 estacas é de 66%, ou seja, 34% da capacidade de carga do grupo é dissipada em decorrência da interação entre os bulbos de tensões. Essa dissipação tem expressivo aumento quando o grupo aumenta, para o grupo com 16 estacas a eficiência é de 52%, portanto 48% da capacidade de carga do grupo é perdida. Adotou-se neste trabalho espaçamentos convencionais entre estacas, porém, uma forma de reduzir a interferência entre os bulbos de tensões poderia ser aumentando os espaçamentos entre as estacas.

Por fim, temos que a análise por MEF 2D é um grande auxílio para os engenheiros geotécnicos conhecerem melhor o comportamento do solo interagindo com a fundação, possibilitando avaliar diversos cenários, visando escolher a melhor solução técnica e econômica.

## **6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

O tema é passível de grandes estudos e aprofundamentos, como por exemplo, obter um modelo mais fiel ao comportamento do solo, e assim verificar o quanto as fundações estão subdimensionadas. O comportamento do solo necessita de uma calibragem para melhor representar o perfil geológico do subsolo, calibragem obtida por meio ensaios de modo a ter o módulo de deformação real do solo, ou através de uma prova de carga, de modo a ter a curva carga-recalque do solo real.

Outra análise futura é em relação ao espaçamento entre as estacas, visando diminuir a interação entre os bulbos de tensões. Aumentando o espaçamento entre as estacas, os bulbos poderiam vir a ter uma menor interferência uns com os outros, e dessa forma a eficiência do grupo aumentaria. Porém, há de se observar o bloco de fundação, respeitando as limitações quanto as bielas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: 1988 - *Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 - *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, J. R. *Engenharia de Fundações*. 1. ed. Rio De Janeiro: 2020.

BASTOS, P. S. DOS S. *Notas de aula - Blocos de fundação*. Unesp - Bauru. Bauru: 2017.

CELIK, F. An Analytical Approach for Piled-Raft Foundation Design Based on Equivalent Pier and Raft Analyses by Using 2D Finite Element Method. *Arabian Journal of Geosciences*. 2019.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. 1996.

GARCIA, J. R. *Notas de Aula - Dimensionamento de fundações em estacas*. UFU. Uberlândia: 2018.

IVAN JOPPERT. *Fundações e Contensões de Edifícios*. Rio De Janeiro: PINI, 2007.

RANDOLPH, M. F. Design Methods for pile groups and pile rafts. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Anais...New Delhi: ISSMGE, 1994

ROBERTO, M.; MOURA, E. R. DE. Análise da classificação dos blocos de coroamento sobre estacas quanto à sua rigidez , à luz do CEB-70 e da NBR 6118 / 2014. 2014.

ROTTA LORIA, A. F.; LALOU, L. The equivalent pier method for energy pile groups. *Geotechnique*, v. 67, n. 8, p. 691–702, 2017.

SORIANO, H. L. *Método De Elementos Finitos Em Análise De Estruturas*. São Paulo: EDUSP, 2003.

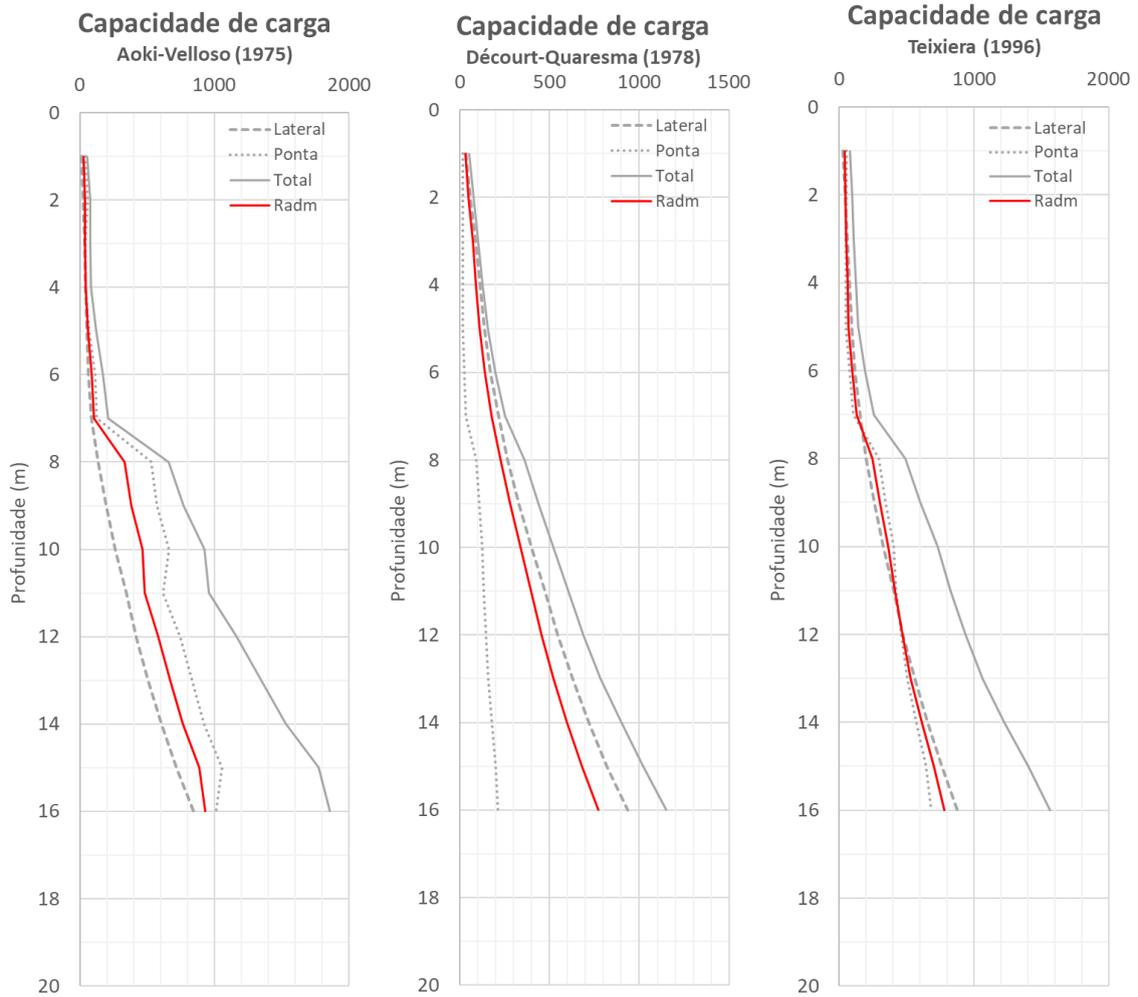
U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Design and Construction of Driven Pile Foundations Workshop Manual - Volume I*. v. I, n. July, p. 517, 2016.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. *Fundações - Critério de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais e Fundações Profundas*. volume com ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

# APÊNDICE A

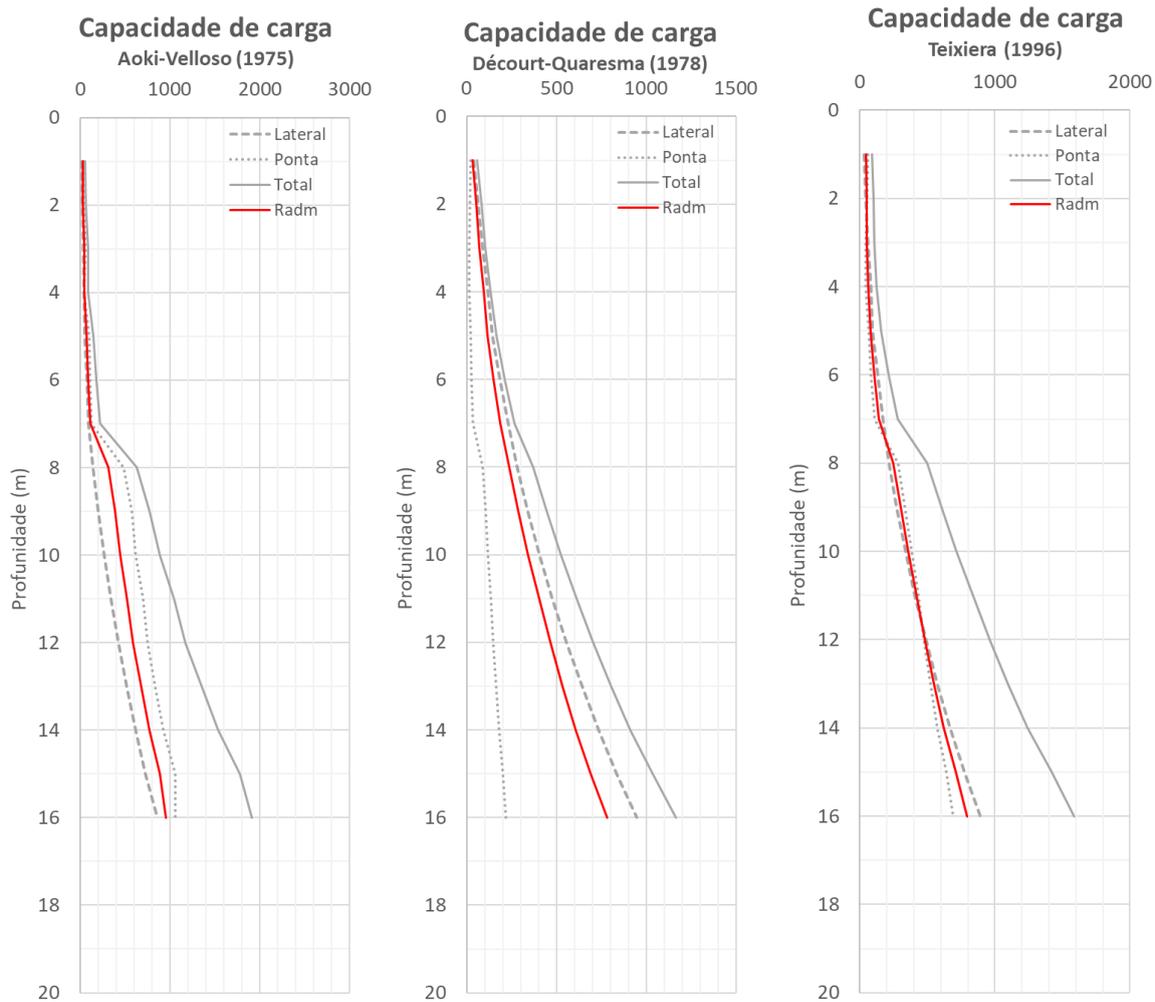
# ESTIMATIVA DA CAPACIDADE GEOTÉCNICA – PLANILHA DE JEAN GARCIA

## Capacidade de Carga para o SPT1



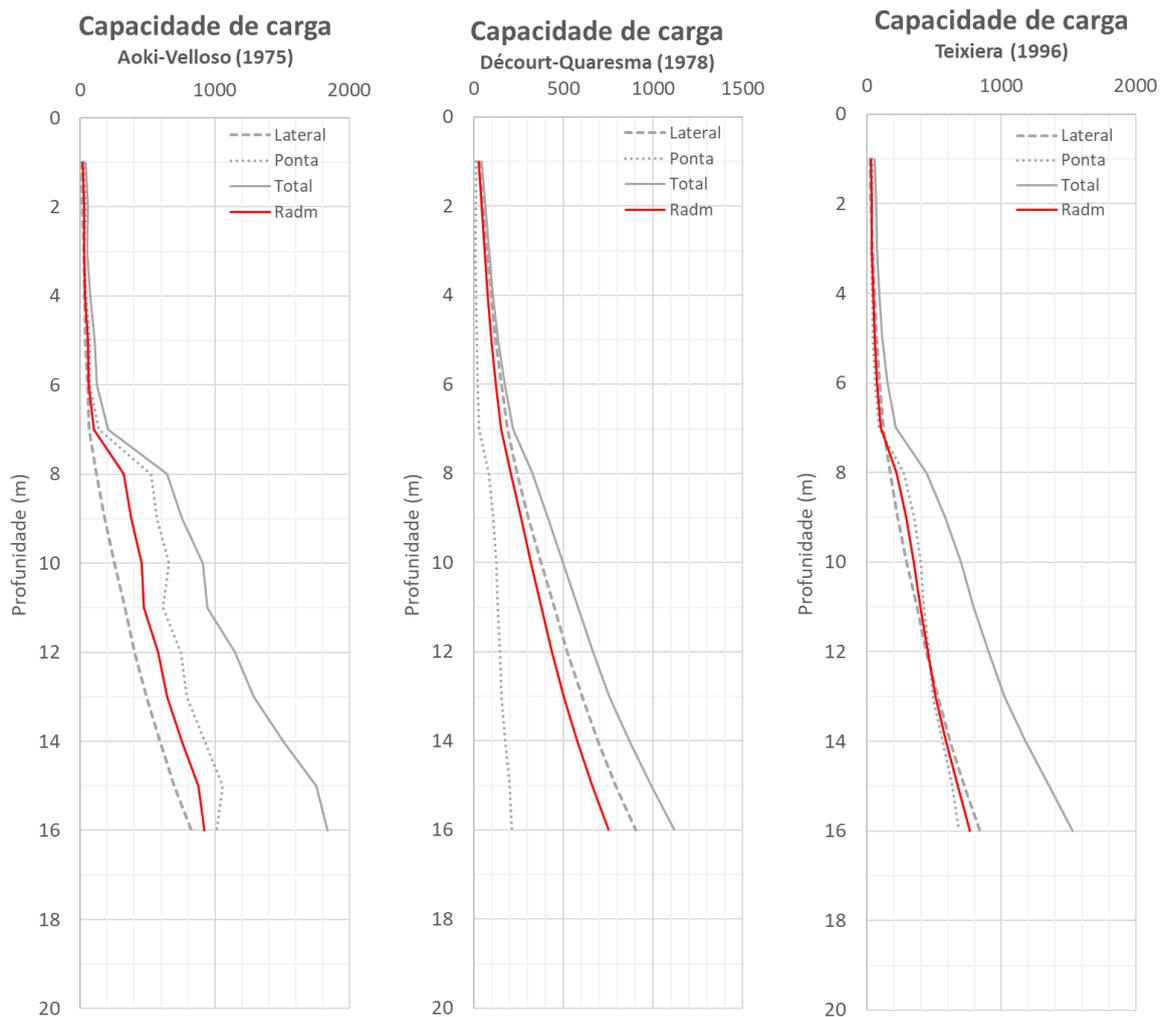
Fonte: Planilha Garcia (2021)

## Capacidade de Carga para o SPT2



Fonte: Planilha Garcia (2021)

## Capacidade de Carga para o SPT3

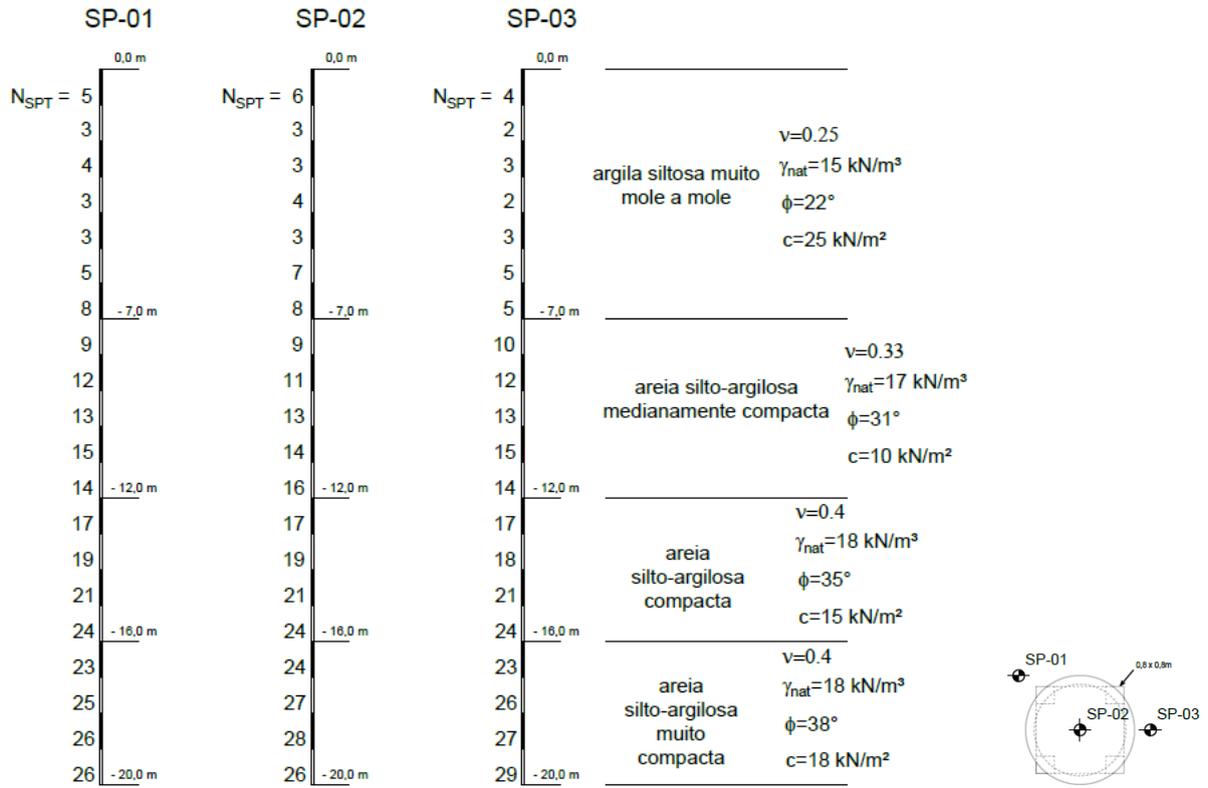


Fonte: Planilha Garcia (2021)

# **ANEXO A**

# PARÂMETROS DO SOLO

Figura 32: Sondagem

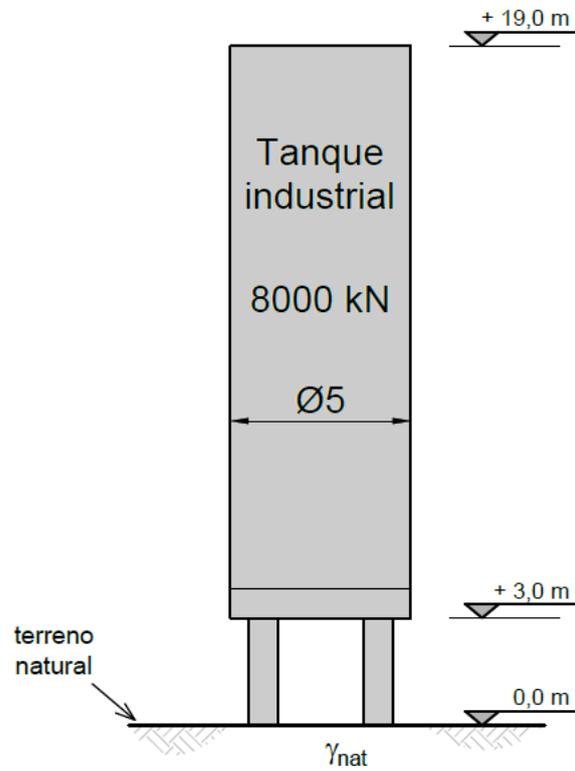


Fonte: Garcia

# **ANEXO B**

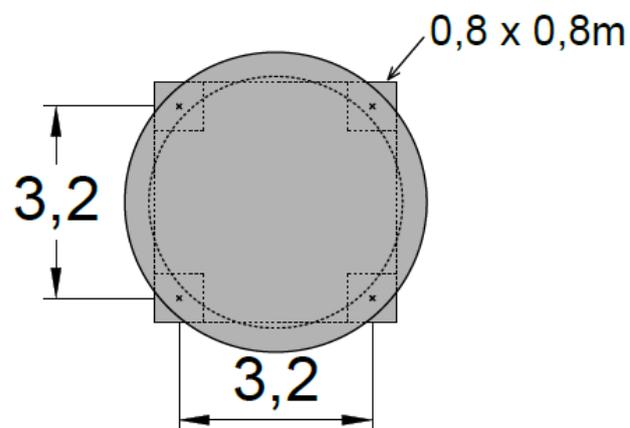
## PROJETO GEOMÉTRICO

Figura 33: Vista em Corte



Fonte: Garcia

Figura 34: Vista em Planta



Fonte: Garcia