

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**MODELAGEM ANALÍTICA E NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES  
PARA SILOS METÁLICOS GRANELEIROS**

**MAYKSON TEIXEIRA ROCHA**  
**GUILHERME ARNOLD ISAIAS FARIA**

**ORIENTADOR: PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL**  
**CAVALCANTE, D.Sc.**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA**

**BRASÍLIA / DF: FEVEREIRO/2018**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**MODELAGEM ANALÍTICA E NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES  
PARA SILOS METÁLICOS GRANELEIROS**

**MAYKSON TEIXEIRA ROCHA  
GUILHERME ARNOLD ISAIAS FARIA**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

**APROVADA POR:**

---

**PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**PROF. PEDRO MURRIETA SANTOS NETO, D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**PROF. CARLOS MEDEIROS SILVA, D.Sc. (EMBRE/UNICEUB)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 9 de Fevereiro de 2018.**

## RESUMO

Recentemente, alguns casos relacionados ao colapso de silos metálicos destinados ao armazenamento de grãos ocorreram no estado Brasileiro de Mato Grosso devido às deformações excessivas do solo no qual são construídas as fundações para este tipo de estrutura. Sabendo disso, esta pesquisa busca propor e avaliar o uso da técnica radier estaqueado como uma solução alternativa. Este modelo de fundação está sendo cada vez mais utilizada em obras de Engenharia Civil, com o intuito de uniformizar a distribuição das cargas que chegam ao solo e os recalques. Muitos pesquisadores desenvolveram teorias para analisar a capacidade de carga e os recalques para este tipo de fundação, sendo assim, será realizada uma revisão bibliográfica acerca de algumas destas teorias, desde as mais simplificadas até as mais detalhadas. Ademais, serão utilizados métodos de cálculo com determinadas simplificações para o problema, com intuito de conceber um estudo da capacidade de carga em radier estaqueado com os parâmetros do solo em estudo. Para a análise de recalques será realizada uma modelagem numérica da fundação, utilizando um método computacional rigoroso baseado na teoria de elementos finitos por meio da ferramenta Abaqus, já que os recalques são fatores que podem causar problemas estruturais. A região escolhida para o estudo apresenta um solo de característica colapsível. O formato do radier estudado será circular, sendo que na metodologia de pesquisa será estudado o comportamento de um radier isolado submetido a um carregamento constante e os efeitos do incremento de estacas ao radier, com intuito de avaliar a variação dos recalques diferenciais, buscando reduzi-los.

**Palavras-chave:** Radier estaqueado; Capacidade de carga; Recalque; Modelagem numérica; Silos.

## ABSTRACT

Recently, some cases related to the collapse of metallic silos for storing grain occurred in Brazilian Mato Grosso state due to excessive deformation of the soil on which they are built the foundations for this type of structure. Knowing this, this research aims to propose and evaluate the use of the raft piled technique as workaround. This model of foundation is increasingly being used in civil engineering works, with the aim of standardizing the distribution of loads that reach the ground and the deformations. Many researchers have developed theories to analyze the load capacity and the deformations to this type of foundation, therefore, will be conducted a literature review about some of these theories, since the more simplified in even the most detailed. In addition, calculation methods shall be used with certain simplifications to the problem, with the aim of devising a study of load capacity of the raft piled with the parameters of the soil under study. For the analysis of deformations will be held a numerical modeling of the foundation, using a rigorous computational method based on the theory of finite elements by means of ABAQUS tool, since the deformations are factors that can cause structural problems. The format of the radier studied will be circular, being that in research methodology will be studied the behavior of an isolated radier subjected to a constant charge and the effects of the increment of stakes to radier, aiming to evaluate the variation of recalques differentials, seeking to reduce them.

**Keywords: Raft piled; load capacity; Deformation; Numerical modeling; Silos.**

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus por ter nos concebido o direito à vida, sem ele "o maior e incontestável criador" nada seria possível.

Aos nossos familiares, que sempre nos apoiaram em todos os momentos,

Ao nosso orientador, Prof. André Luís Brasil Cavalcante, pela oportunidade, pela sugestão do tema, pelos conselhos, críticas e ensinamentos de grande importância, que foram fundamentais para a realização desta pesquisa.

À Prof. Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa, pelo interesse e pelos conselhos sobre as linhas de pesquisas que poderiam ser seguidas.

Ao Prof. José Camapum Carvalho, pela atenção, ideias e pelos conselhos importantes na realização desta pesquisa.

Aos professores do departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, agradecemos por todo apoio durante o curso.

Por fim, a todas as pessoas que contribuíram diretamente e indiretamente para realização desta pesquisa.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1	OBJETIVO .....	2
1.1.1	Objetivos específicos .....	2
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>3</b>
2.1	SILOS METÁLICOS.....	3
2.1.1	Classificação de silos .....	3
2.1.2	Fundação de um silo metálico de fundo plano .....	4
2.2	CARACTERÍSTICAS DAS FUNDAÇÕES.....	5
2.2.1	Fundações profundas do tipo estacas moldadas in loco .....	5
2.2.1.1	Estaca tipo hélice contínua.....	5
2.2.1.2	Estaca Raiz .....	6
2.2.1.3	Estaca tipo Franki .....	7
2.2.1.4	Estaca tipo Strauss .....	7
2.2.2	Fundações profundas do tipo estacas pré-moldadas .....	8
2.2.2.1	Estacas pré-moldada de concreto .....	8
2.2.2.2	Estacas metálicas ou de aço .....	8
2.2.3	Fundação superficial do tipo radier .....	9
2.2.4	Radier estaqueado e mecanismos de interação estaca-radier .....	9
2.3	CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES.....	10
2.3.1	Métodos empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas isoladas por meio do ensaio de SPT .....	10
2.3.1.1	Método de Aoki-Velloso.....	11
2.3.1.2	Método de Décourt-Quaresma .....	14
2.3.1.3	Método de Teixeira.....	17
2.3.1.4	Método de Velloso .....	18
2.3.1.5	Método de Vorcaro-Velloso.....	19
2.3.1.6	Método de Antunes e Cabral .....	22
2.3.2	Capacidade de carga de grupo de estacas.....	23
2.3.3	Capacidade de carga do radier isolado .....	24
2.3.4	Capacidade de carga de um radier estaqueado .....	27
2.4	RECALQUE DE FUNDAÇÕES.....	28
2.4.1	Mecanismos de transferência de carga e recalque de uma estaca.....	29
2.4.2	Recalque de uma fundação superficial .....	29
2.4.3	Métodos de cálculo para um radier estaqueado.....	30
2.4.3.1	Métodos de cálculo simplificado .....	31
2.4.3.2	Fundações equivalentes.....	31
2.4.3.3	Métodos Baseados na Teoria da Elasticidade .....	31
2.4.3.4	Métodos detalhados.....	34
2.4.3.5	Métodos detalhados rigorosos.....	34
2.4.3.6	Método dos elementos finitos .....	35

2.5	<i>PROGRAMA ABAQUS</i> .....	35
2.5.1.1	<i>Características do modo Abaqus/Standard</i> .....	35
2.5.1.2	<i>Características do modelo</i> .....	37
2.5.1.3	<i>Características da modelagem</i> .....	37
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>38</b>
3.1	<i>LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL</i> .....	38
3.2	<i>ENSAIO DE SPT</i> .....	38
3.3	<i>ENSAIO DE GRANULOMETRIA</i> .....	39
3.4	<i>ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO</i> .....	40
3.5	<i>ENSAIO TRIAXIAL</i> .....	41
3.6	<i>ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON DO SOLO</i> .....	41
3.7	<i>ESCOLHA DO SILO E DEFINIÇÕES DAS CARGAS ATUANTES NA FUNDAÇÃO</i> ..	43
3.8	<i>METODOLOGIA PARA ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA</i> .....	45
3.9	<i>METODOLOGIA PARA ANÁLISE DOS RECALQUES</i> .....	45
<b>4</b>	<b>ANÁLISES E RESULTADOS DA CAPACIDADE DE CARGA</b> .....	<b>47</b>
4.1	<i>MODELO PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DO RADIER ESTAQUEADO</i> .....	47
4.1.1	<b>Estimativa da capacidade de carga da estaca hélice contínua</b> .....	<b>47</b>
4.1.1.1	<i>Estimativa pelo método de Aoki-Velloso</i> .....	48
4.1.1.2	<i>Estimativa pelo método de Décourt-Quaresma</i> .....	49
4.1.1.3	<i>Estimativa pelo método de Vorcaro-Velloso</i> .....	51
4.1.1.4	<i>Estimativa pelo método de Antunes-Cabral</i> .....	52
4.1.1.5	<i>Estimativa final da capacidade de carga</i> .....	54
4.1.2	<b>Estimativa da capacidade de carga do radier isolado</b> .....	<b>56</b>
4.1.3	<b>Capacidade de carga do radier estaqueado</b> .....	<b>58</b>
4.2	<i>COMPARAÇÃO ENTRE A CARGA ADMISSÍVEL E A CARGA DO SILO EM SUA CAPACIDADE MÁXIMA</i> .....	59
4.2.1	<b>Radier estaqueado</b> .....	<b>59</b>
<b>5</b>	<b>ANÁLISES E RESULTADOS DE RECALQUES</b> .....	<b>62</b>
5.1	<i>PARÂMETROS DA MODELAGEM NUMÉRICA</i> .....	62
5.1.1	<b>Parâmetros e geometria do solo e da fundação</b> .....	<b>62</b>
5.1.2	<b>Carregamento para análise de recalque</b> .....	<b>63</b>
5.2	<i>PROPRIEDADES ELÁSTICAS DOS MATERIAIS</i> .....	63
5.3	<i>RIGIDEZ RELATIVA DO RADIER</i> .....	63
5.4	<i>ANÁLISE DE RECALQUES PARA UM RADIER ISOLADO E AFERIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS</i> .....	64
5.5	<i>CONFIGURAÇÕES DE RADIER ESTAQUEADO ANALISADOS</i> .....	71

<b>6 CONCLUSÃO .....</b>	<b>78</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>81</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> – Exemplo de silos de fundo plano (KEPLER WEBER, 2017) .....	3
<b>Figura 2.2</b> – Exemplo de fundação em anel estaqueado de um silo (MARQUEZ, 2014) .....	5
<b>Figura 2.3</b> – Diferentes mecanismos de interação estaca-radier .....	10
<b>Figura 2.4</b> – Dimensões consideradas por Terzaghi (1943).....	24
<b>Figura 2.5</b> – Parâmetros $N_c$ , $N_q$ , $N_\gamma$ e $N'_c$ , $N'_q$ , $N'_\gamma$ para ruptura generalizada e localizada, respectivamente (TERZAGHI, 1943).....	26
<b>Figura 2.6</b> – Fatores de aumento da capacidade de carga das estacas e do bloco pela decorrente da interação entre bloco e estacas (modificado de AKINMUSURU, 1973 <i>apud</i> SALES, 2000).....	28
<b>Figura 2.7</b> – Modelo trilinear de Poulos e Davis (modificado de POULOS; DAVIS, 1980 <i>apud</i> SALES, 2000).....	33
<b>Figura 2.8</b> – Representação da placa, vigas e molas para modelagem aproximada da fundação radier estaqueado .....	35
<b>Figura 2.9</b> – Procedimento de análise do Abaqus/Standart (BACELAR, 2003) .....	36
<b>Figura 2.10</b> – Geometria dos elementos (BACELAR, 2003). .....	37
<b>Figura 3.1</b> – Localização do campo experimental (GOOGLE EARTH, 2017) .....	38
<b>Figura 4.1</b> – Modelo representativo do radier estaqueado utilizado para análise .....	47
<b>Figura 5.1</b> – Geometria dos elementos da fundação .....	62
<b>Figura 5.2</b> – Modelo representativo do radier utilizado para análise .....	65
<b>Figura 5.3</b> – Refinamento da malha .....	67
<b>Figura 5.4</b> – Exemplo de recalque em metros do radier com rigidez relativa de 1 .....	69
<b>Figura 5.5</b> – Comportamento dos recalques em função da rigidez para uma carga constante .....	70
<b>Figura 5.6</b> – Vista lateral genérica do radier estaqueado utilizado .....	71
<b>Figura 5.7</b> – Vista superior de cada modelo.....	72
<b>Figura 5.8</b> – Recalque do radier isolado, em metros.....	73
<b>Figura 5.9</b> – Recalque dos radiers estaqueados de 1, 5, 11 e 17 estacas, em metros .....	74
<b>Figura 5.10</b> – Recalque dos radiers estaqueados de 23 e 32 estacas, em metros .....	74
<b>Figura 5.11</b> – Comportamento do recalque no centro e na borda do radier estaqueado .....	75

**Figura 5.12** – Comportamento do recalque diferencial do radier estaqueado..... 77

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1</b> – Classificação de silos de acordo com a relação altura e diâmetro (FREITAS, 2001).....	4
<b>Tabela 2.2</b> – Valores de $k$ e $\alpha$ (AOKI; VELLOSO, 1975).....	12
<b>Tabela 2.3</b> – Valores de $F_1$ e $F_2$ (AOKI; VELLOSO, 1975).....	12
<b>Tabela 2.4</b> – Valores de $F_1$ e $F_2$ adaptados (CINTRA; AOKI, 2010).....	13
<b>Tabela 2.5</b> – Valores de $k$ e $\alpha$ (MONTEIRO, 1997).....	14
<b>Tabela 2.6</b> – Valores de $F_1$ e $F_2$ (MONTEIRO, 1997).....	14
<b>Tabela 2.7</b> – Valores de $K$ (DÉCOURT; QUARESMA, 1978).....	15
<b>Tabela 2.8</b> – Valores de $N_{SPT}$ e $P_{at}$ (DÉCOURT; QUARESMA, 1978).....	16
<b>Tabela 2.9</b> – Valores de $\alpha$ que dependem do tipo de solo e do tipo de estaca (DÉCOURT, 1996).....	17
<b>Tabela 2.10</b> – Valores de $e$ e $\beta$ que dependem do tipo de solo e do tipo de estaca (DÉCOURT, 1996).....	17
<b>Tabela 2.11</b> – Valores dos coeficientes $\alpha$ e $\beta$ (TEIXEIRA, 1996).....	18
<b>Tabela 2.12</b> – Valores aproximados dos coeficientes $a$ , $b$ , $a'$ e $b'$ (VELOSSO, 1981).....	19
<b>Tabela 2.13</b> – Grupos de solos (VORCARO, 2000).....	20
<b>Tabela 2.14</b> – Número de provas de cargas em função do tipo de estaca e do grupo de solo (VORCARO, 2000).....	20
<b>Tabela 2.15</b> – Fatores $\beta_1'$ e $\beta_2'$ .....	23
<b>Tabela 2.16</b> – Fatores de forma (TERZAGHI, 1943).....	25
<b>Tabela 2.17</b> – Métodos de cálculo para um radier estaqueado (NETO, 2013).....	30
<b>Tabela 3.1</b> – Valores $N_{SPT}$ em função da profundidade.....	39
<b>Tabela 3.2</b> – Dados dos ensaios de granulometria sem o uso de defloculante (adaptado de SOUSA, 2016).....	40
<b>Tabela 3.3</b> – Parâmetros do solo do campo experimental (adaptado de SOARES, 2016).....	41
<b>Tabela 3.4</b> – Resultados do ensaio triaxial para a amostra indeformada (FORTES, 2016)....	41
<b>Tabela 3.5</b> – Coeficiente $\alpha$ (TEIXEIRA; GODOY, 1996 <i>apud</i> CINTRA et al., 2003).....	42
<b>Tabela 3.6</b> – Coeficiente $k$ (TEIXEIRA; GODOY, 1996 <i>apud</i> CINTRA et al., 2003).....	42

<b>Tabela 3.7</b> – Módulo de elasticidade do solo em função da profundidade .....	43
<b>Tabela 3.8</b> – Valores do ângulo de atrito e peso específico aparente da soja e do milho de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980b).....	43
<b>Tabela 3.9</b> – Valores do ângulo de atrito e peso específico da soja (KEPLER WEBER, 2014).....	44
<b>Tabela 3.10</b> – Parâmetros adotados para carga no silo (KEPLER WEBER, 2014).....	44
<b>Tabela 3.11</b> – Carga da parte metálica do silo .....	44
<b>Tabela 4.1</b> – Dados da estaca .....	48
<b>Tabela 4.2</b> – Resistência de ponta pelo método de Aoki-Velloso.....	48
<b>Tabela 4.3</b> – Resistência de fuste pelo método de Aoki-Velloso .....	49
<b>Tabela 4.4</b> – Capacidade de carga pelo método de Aoki-Velloso.....	49
<b>Tabela 4.5</b> – Resistência de ponta pelo método de Décourt-Quaresma .....	50
<b>Tabela 4.6</b> – Resistência de fuste pelo método de Décourt-Quaresma .....	50
<b>Tabela 4.7</b> – Capacidade de carga pelo método de Aoki-Velloso.....	51
<b>Tabela 4.8</b> – Dado de entrada para o cálculo da resistência de ponta pelo método de Vorcaro-Velloso.....	51
<b>Tabela 4.9</b> – Dado de entrada para o cálculo da resistência de fuste pelo método de Vorcaro-Velloso.....	52
<b>Tabela 4.10</b> – Capacidade de carga pelo método de Vorcaro-Velloso .....	52
<b>Tabela 4.11</b> – Resistência de ponta pelo método de Antunes-Cabral .....	53
<b>Tabela 4.12</b> – Resistência de fuste pelo método de Antunes-Cabral .....	54
<b>Tabela 4.13</b> – Capacidade de carga pelo método de Antunes-Cabral .....	54
<b>Tabela 4.14</b> – Capacidade de carga pelos diferentes métodos e pela prova de carga .....	55
<b>Tabela 4.15</b> – Capacidade de carga por ruptura generalizada pelo método de Terzaghi (1943) com parâmetros do solo obtidos na condição UU .....	57
<b>Tabela 4.16</b> – Capacidade de carga por ruptura generalizada pelo método de Terzaghi (1943) com parâmetros do solo obtidos na condição CU. ....	57
<b>Tabela 4.17</b> – Capacidade de carga do radier estaqueado .....	58
<b>Tabela 4.18</b> – Capacidade de carga do radier estaqueado considerando $\beta$ e $\alpha$ .....	59
<b>Tabela 4.19</b> – Carga admissível .....	60

<b>Tabela 4.20</b> – Carga do silo em sua capacidade máxima.....	60
<b>Tabela 4.21</b> – Carga devido ao peso próprio do radier .....	60
<b>Tabela 4.22</b> – Carga total do silo e do radier.....	61
<b>Tabela 5.1</b> – Carga uniformemente distribuída na base do radier devido ao peso do silo em sua capacidade máxima e ao peso próprio do radier.....	63
<b>Tabela 5.2</b> – Propriedades elásticas dos materiais .....	63
<b>Tabela 5.3</b> – Espessura do radier em função da rigidez relativa do radier.....	64
<b>Tabela 5.4</b> – Parâmetros dos modelos .....	65
<b>Tabela 5.5</b> – Análise da deformação em função da densidade de malha .....	68
<b>Tabela 5.6</b> – Recalques obtidos por meio analítico e numérico .....	69
<b>Tabela 5.7</b> – Divergência entre resultados numéricos e analíticos.....	71
<b>Tabela 5.8</b> – Nome dos modelos e número de estacas .....	73
<b>Tabela 5.9</b> – Recalque no centro e na borda do radier estaqueado .....	75
<b>Tabela 5.10</b> – Recalque diferencial entre o centro e a borda do radier estaqueado .....	76

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

### SÍMBOLOS ALGÉBRICOS

$Q_u$	Capacidade de carga da estaca
$Q_p$	Resistência de ponta da estaca
$Q_f$	Resistência de fuste da estaca
$A_p$	Área da seção transversal da estaca
$N_{SPT}$	Número de golpes do ensaio de penetração dinâmica (SPT)
$U$	Perímetro do fuste da estaca
$\Delta L$	Intervalo de execução do ensaio de SPT
$k$	Parâmetro que depende do tipo de solo
$\alpha, \beta$	Parâmetros que dependem do tipo de solo ou do tipo de estaca e do solo
$F1, F2$	Propriedades que dependem do tipo de estaca
$Q_{ps}$	Resistência obtida acima 7 vezes o diâmetro da estaca a partir da base da mesma
$Q_{pi}$	Resistência obtida abaixo 3,5 vezes o diâmetro da estaca a partir da base da mesma
$P_{at}$	Atrito médio entre estaca e solo
$L$	Comprimento do fuste da estaca
$\alpha_e$	Fator de execução da estaca
$\lambda$	Fator de carregamento da estaca
$\beta_b$	Fator de dimensão da base da estaca
$a, b, a' \text{ e } b'$	Correlações entre o SPT e o CPT para o método de estimativa da capacidade de carga de uma estaca por Velloso (1981)
$\beta_2'$	Fator que depende do tipo de solo para o cálculo da resistência de ponta da estaca
$N_p$	Valor obtido no ensaio SPT na ponta da estaca
$\beta_1'$	Fator que depende do tipo de solo para o cálculo da resistência de fuste da estaca
$B$	Metade da largura de base da fundação superficial

$D$	Profundidade de assentamento da fundação superficial
$c$	Coesão do solo
$\gamma$	Peso específico efetivo do solo na cota de apoio da fundação superficial
$N_c, N_q, N_\gamma$	Coefficientes de capacidade de carga da fundação superficial para ruptura generalizada
$N'_c, N'_q, N'_\gamma$	Coefficientes de capacidade de carga da fundação superficial para ruptura localizada
$s_c, s_q, s_\gamma$	Fatores de forma da fundação superficial
$\phi$	Ângulo de atrito do solo
$K_{py}$	Coefficiente de empuxo passivo do solo
$\bar{q}$	Sobrecarga devido às camadas de solo acima da cota de apoio da fundação superficial
$\phi'$	Ângulo de atrito do solo adotado para ruptura localizada
$c'$	Coesão do solo adotada para ruptura localizada
$Q_R$	Capacidade de carga do radier
$Q_{PG}$	Capacidade de carga do grupo de estacas
$Q_{PR}$	Capacidade de carga do radier estaqueado
$W$	Recalque no topo da estaca
$W_p$	Recalque da ponta da estaca
$\rho$	Recalque do fuste da estaca ou recalque de radier circular
$Q(z)$	Função que define a carga do atrito lateral da estaca devido ao cisalhamento
$R_s$	Fator de recalque para radier estaqueado
$B_e$	Largura do grupo de estacas
$d$	Diâmetro da estaca
$\delta$	Recalque total do radier estaqueado
$R_G$	Relação entre o recalque médio do radier estaqueado e o recalque de uma estaca isolada, sem “cap”, sob a carga total que atuante no grupo
$P_G$	Carga total atuante no radier estaqueado

$\delta_1$	Recalque de uma estaca sem “cap” submetida a uma carga unitária
$R_C$	Razão entre o recalque de uma estaca isolada com “cap” e outra semelhante sem “cap”
$R_G'$	Razão entre o recalque médio do radier estaqueado e o recalque de uma estaca isolada, com “cap”, submetida a carga total que atua no grupo
$K_{pr}$	Rigidez do radier estaqueado
$K_{pg}$	Rigidez do grupo de estacas
$K_r$	Rigidez do radier isolado
$\alpha_{rp}$	Fator de interação radier-estaca
$r_c$	Raio efetivo do topo (área do topo dividida pelo número de estacas)
$r_m$	Raio de influência das estacas (distância real onde a deformação por cisalhamento é considerada nula e é da ordem da grandeza da estaca)
$r_0$	Raio da estaca
$\rho_{nat}$	Massa específica natural do solo
$\rho_g$	Massa específica dos grãos de solo
$w$	Teor de umidade do solo
$e$	Índice de vazios do solo
$E_s$	Módulo de elasticidade do solo
$\nu_s$	Coefficiente de Poisson do solo
$R, R_r$	Raio do radier
$t$	Espessura do radier
$\tau$	Tensão de ruptura para o radier isolado
$E_r$	Módulo de elasticidade do radier
$\nu_r$	Coefficiente de Poisson do radier
$E_e$	Módulo de elasticidade da estaca
$\nu_e$	Coefficiente de Poisson da estaca
$H$	Aresta do cubo para a modelagem numérica
$q$	Carga por unidade de área

$I$	Fator de influência para radier circular
$\rho_A$	Recalque total do ponto A
$\rho_B$	Recalque total do ponto B
$\delta_{AB}$	Recalque diferencial entre os pontos A e B

## SÍMBOLOS MATEMÁTICOS E ABREVIATURAS

$\Sigma$	Somatório
$\int$	Integral
M1, M2, M3, M4	Modelos de malhas de acordo com a densidade
MA	Modelo de radier isolado
MB	Modelo de radier estaqueado com 1 estaca
MC	Modelo de radier estaqueado com 5 estacas
MD	Modelo de radier estaqueado com 11 estacas
ME	Modelo de radier estaqueado com 17 estacas
MF	Modelo de radier estaqueado com 23 estacas
MG	Modelo de radier estaqueado com 32 estacas

Outros símbolos e abreviaturas estão definidos ao longo do texto desta pesquisa.

# 1 INTRODUÇÃO

O estado de Mato Grosso é responsável pela maior parte da produção de grãos no Brasil. A soja é o grão mais produzido na região, a expectativa para a sua produção em 2018 é de 30,4 milhões de toneladas, o que equivale a aproximadamente 28,1% do total a ser produzido pelo país (IBGE, 2017).

Posto isto, há a necessidade de locais para armazenamento dessa produção, que no caso geral, são utilizados os silos metálicos.

No Brasil, geralmente o silo é composto por uma estrutura metálica em forma cilíndrica sob uma fundação composta por um grupo de estacas ligadas a um bloco de coroamento.

Recentemente, foram relatados alguns casos relacionados ao colapso de silos metálicos destinados ao armazenamento de grãos no estado de Mato Grosso, em especial, o tipo de solo da região e o tipo de fundação propiciaram alguns dos problemas tais como o recalque.

Considerando que os recalques diferenciais sejam uma das principais causas dos problemas presentes nas estruturas, surge o estudo da viabilidade da implementação da técnica radier estaqueado como um modelo alternativo de fundação para silos metálicos com o intuito de uniformizar tais recalques.

Cordeiro (2007) *apud* Rincon (2016), ressalta que é recomendável adicionar algumas estacas no radier para reduzir recalques. O comportamento das estacas nos sistemas radier estaqueado está influenciado pelo comprimento das estacas, espaçamento e quantidade, além da espessura do radier no sistema.

Além de amenizar os recalques, o radier contribui para a capacidade de carga total do conjunto radier e estaca, uma vez que ele é apoiado no solo e age transferindo parte da carga absorvida da estrutura para o solo.

De certa forma, a análise do recalque de um radier estaqueado merece atenção especial devido aos diversos fatores referentes às interações entre os seus elementos estruturais e o solo. Desta forma, uma estimativa desses recalques de forma precisa se faz necessário.

## *1.1 OBJETIVO*

Sabendo que determinadas fundações utilizadas para silos metálicos sofrem, em alguns casos, problemas relacionados ao recalque diferencial e consequente distorcional ao longo do tempo, faz-se necessário o estudo de uma fundação alternativa. Portanto, esta pesquisa possui como objetivo principal o estudo da viabilidade técnica do uso de um radier estaqueado circular para fundações de silos metálicos no estado de Mato Grosso como solução para estes problemas.

### *1.1.1 Objetivos específicos*

Para a análise do uso de uma fundação alternativa proposta no objetivo principal, algumas considerações e estudos adicionais devem ser feitos, considerando os seguintes objetivos específicos:

- Apresentar as características dos silos metálicos utilizados para armazenamento de grãos.
- Descrever os elementos que compõem um radier estaqueado no que tange a capacidade de carga e recalque.
- Apresentar métodos de cálculo de capacidade de carga de estacas, grupo de estacas e radiers isolados. Além disso, proceder uma análise da capacidade de carga de um radier estaqueado.
- Estimar a capacidade de carga por meio de diferentes métodos de cálculo utilizando o SPT.
- Apresentar formas de cálculo do recalque de estacas e radiers isolados. Ademais, realizar uma análise do recalque de um radier estaqueado por meio do programa computacional Abaqus.
- Comparar os recalques entre o centro do radier e a sua borda por meio do programa computacional Abaqus, variando a quantidade de estacas e avaliando qual o arranjo proporciona o recalque mais crítico nesse quesito.
- Descrever e analisar os principais resultados obtidos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 SILOS METÁLICOS

No setor agrícola, os silos são estruturas destinadas ao armazenamento de grãos, tais como a soja, o milho, o arroz, entre outros, sendo conhecido como silo a granel. Os materiais de construção de um silo dependem da sua finalidade, podendo ser construídos com chapas de aço, concreto armado, madeira, entre outros.

Os silos devem possuir uma estrutura capaz de manter a temperatura e a umidade satisfatórias para a conservação do produto, ou seja, um silo deve garantir a proteção dos grãos em relação ao meio externo.

Freitas (2001) define silos de forma generalizada como sendo estruturas capazes de armazenar produtos granulares ou pulverulentos, compostos de dispositivos de descarga e que podem ser esvaziados com o uso da força gravitacional ou processos mecânicos.

Como existem silos para diferentes finalidades, como por exemplo, secagem, armazenamento, etc., é comum construir silos próximos uns dos outros, até mesmo para facilitar o transporte dos materiais armazenados. A Figura 2.1 ilustra um exemplo de silos de aço com fundo plano.



**Figura 2.1** - Exemplo de silos de fundo plano (KEPLER WEBER, 2017).

#### 2.1.1 Classificação de silos

Encontra-se uma diversidade de autores que apresentam diferentes classificações de silos. Um silo pode ser classificado de acordo com sua geometria, o tipo de fluxo de descarga, a geometria deste fluxo e o tipo do fundo do silo (FREITAS, 2001).

Em relação à geometria do silo, Freitas (2001), utilizando normas estrangeiras, apresenta a Tabela 2.1 que relaciona a altura efetiva do produto armazenado ( $h$ ) e o maior diâmetro inscrito ( $d_1$ ).

Em relação ao tipo de fundo, os silos de fundo plano são aqueles que apresentam o fundo com um ângulo menor ou igual a  $20^\circ$  em relação a horizontal, já em relação a geometria do fluxo de descarga, o trajeto do material armazenado pode ser assimétrico, onde o eixo vertical do centro do silo coincide com o centro de gravidade do fluxo; planar, para silos com seção transversal quadrada ou retangular em que o fundo tem a forma de cunha; excêntrico, quando não há simetria do fluxo em relação ao eixo vertical do silo (FREITAS, 2001).

**Tabela 2.1** – Classificação de silos de acordo com a relação altura e diâmetro (FREITAS, 2001).

Norma	Classificação		
	Baixo	Medianamente esbelto	Esbelto
<b>Australiana AS - 1996</b>	$h/d_1 < 1$	$1 \leq h/d_1 \leq 3$	$h/d_1 > 3$
<b>Eurocode (ENV) – 1995</b> <b>ISSO – 1997</b>	$h/d_1 < 1,5$	---	$h/d_1 \geq 1,5$
<b>Americana ACI – 1991<sup>1</sup></b>	$h/d_1 \leq 2$	---	$h/d_1 > 2$
<b>Alemã DIN -1987<sup>1</sup></b>	$h/d_1 < 2,5\mu$	$2,5\mu \leq h/d_1 \leq 5\mu$	$h/d_1 > 5\mu$
<b>Inglesa BMHB - 1985</b>	$h/d_1 \leq 1,5$	---	$h/d_1 > 1,5$
<b>Canadense CFBC - 1983</b>	$h/d_1 \leq 0,75$	---	$h/d_1 > 0,75$
<b>Francesa SNABTI - 1975</b>	$h/d_1 < 2,5$	---	$h/d_1 \geq 2,5$

Os silos mais comuns são feitos em chapa metálica, concreto ou madeira. A empresa Kepler Weber fabrica em chapas metálicas, fornecendo em seu site, um catálogo das características destes para diversos modelos que podem ser aplicados no setor agrícola.

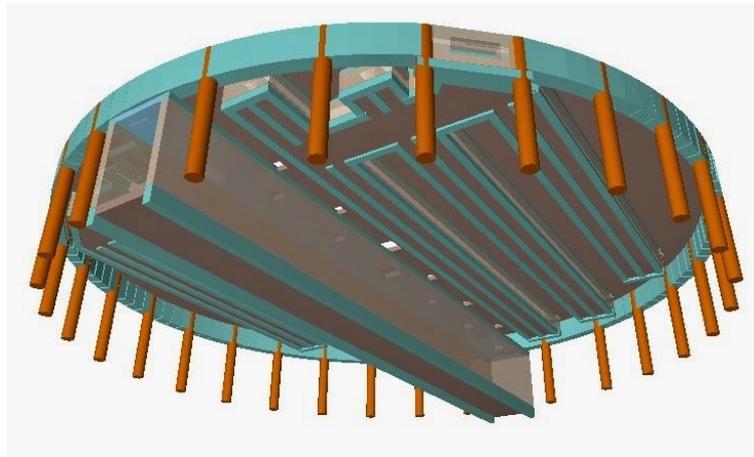
Segundo o catálogo da Kepler Weber (2014), a empresa fornece silos com diâmetros de 24 a 156 pés (sendo 1 pé igual a 30,48cm), ou seja, aproximadamente de 7 a 47 metros.

### **2.1.2 Fundação de um silo metálico de fundo plano**

De acordo com o catálogo da Kepler Weber (2014), os silos de aço com fundo plano são compostos pelo telhado em chapa dobrada, paredes laterais em chapas de perfil corrugado, montantes e um anel de concreto que recebe a fundação, normalmente estacas.

<sup>1</sup> Não possui essa classificação. No cálculo teórico das pressões há diferenciação quando o silo tem a relação geométrica indicada.

A Figura 2.2 ilustra o anel estaqueado de um silo com um túnel central para descarga. A base do silo geralmente é uma laje feita em concreto armado.



**Figura 2.2** – Exemplo de fundação em anel estaqueado de um silo (MARQUEZ, 2014).

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DAS FUNDAÇÕES

### 2.2.1 Fundações profundas do tipo estacas moldadas in loco

#### 2.2.1.1 Estaca tipo hélice contínua

A implantação de uma estaca tipo hélice contínua é feita por equipamentos destinados para essa finalidade, esses equipamentos devem ser imobilizados até o processo construtivo ser finalizado, ou seja, da perfuração até a colocação da armação.

A estaca tipo hélice contínua é constituída por concreto armado e moldada in loco de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010a). Segundo Antunes e Tarozzo (1998), a implantação da estaca tipo hélice contínua pode ser dividida em basicamente três etapas:

A primeira etapa consiste na perfuração, onde a estaca tipo hélice é inserida por rotação no terreno até a profundidade determinada em projeto, nessa etapa há o torque necessário para vencer a resistência do solo. A perfuração é uma operação contínua, nessa etapa não ocorre a retirada da hélice, não permitindo que o solo se alivie significativamente, possibilitando assim a execução desse tipo de fundação tanto em solos arenosos como em solos coesivos.

A segunda etapa consiste na concretagem, essa etapa ocorre após a hélice alcançar a sua profundidade desejada. Nessa etapa a hélice é retirada do solo e simultaneamente é injetado o concreto sob pressão. A concretagem deve ser controlada para que não haja estrangulamentos ou seccionamentos do fuste da estaca.

Por fim, a terceira etapa se inicia após a concretagem. Nessa etapa, ocorre a colocação da armação no concreto.

Segundo Velloso (2010), alguns fatores são condicionantes para a melhoria da capacidade de carga da estaca, como a alta pressão de bombeamento do concreto, onde a estaca é praticamente empurrada para superfície. Vale lembrar que nesse tipo de método construtivo há o maior consumo de concreto.

#### *2.2.1.2 Estaca Raiz*

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010a), estaca raiz é uma estaca constituída por argamassa de cimento e areia, moldada in loco e realizada por meio de perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis no seu trecho em solo.

Estacas do tipo raiz possuem algumas peculiaridades que fazem com que elas possam ser empregadas em casos onde algumas outras estacas não podem ser usadas. Segundo Velloso (2010), as estacas raiz não produzem choques nem vibrações; podem ser executadas mesmo com a presença de obstáculos tais como blocos de rocha ou peças de concreto; geralmente os equipamentos são de pequeno porte; podem ser executadas verticalmente ou em inclinações variáveis, a depender do projeto.

Segundo Alonso (1998), as estacas raiz submetidas a aplicação de ar comprimido imediatamente após a moldagem do fuste e no topo do mesmo. Usam-se baixas pressões, menor que 0,5 MPa, para garantir a integridade de estaca. A estaca raiz é geralmente armada com barras de aço.

A perfuração em solo é realizada por rotação de tubos com o auxílio de circulação de água. Os tubos utilizados são emendados por meio de roscas à medida que a perfuração aumenta. Após atingir a profundidade necessária, continua-se a injetar água para limpar o furo, e, por conseguinte o furo é armado. Após a armadura, o furo é preenchido com argamassa de baixo para cima até que a argamassa extravase pela boca do tubo de revestimento, garantindo assim que a água ou a lama seja substituída por argamassa (ALONSO, 1998).

### 2.2.1.3 Estaca tipo Franki

A estaca do tipo Franki é um tipo de estaca moldada in loco e executada por meio de sucessivos golpes de um pilão (cravada) com a ponta fechada por uma bucha seca constituída de pedra e areia firmada na extremidade inferior do tubo por atrito. Essa estaca possui a base alargada e é constituída inteiramente de concreto armado (NBR 6122 ABNT, 2010a). Esse tipo de estaca usa um tubo de revestimento e o mesmo é cravado dinamicamente e recuperado após a sua execução.

Segundo Maia (1998), a execução da estaca é iniciada pelo posicionamento do tubo de revestimento e formação da bucha. Após a locação do tubo no terreno, deposita-se determinada quantidade de brita e areia (bucha), assim o tubo é cravado no terreno pelo impacto de repetidos golpes do pilão na bucha. Terminada a cravação, é iniciado o alargamento da base da estaca, com fortes sucessivos golpes do pilão em pequenas quantidades de concreto quase seco, ou seja, com o slump aproximadamente zero. Após esse alargamento, procede a etapa de colocação da armadura e concretagem do fuste.

As estacas do tipo Franki podem apresentar algumas restrições quanto à sua aplicação. Maia (1998) destaca que a execução de estacas tipo Franki, quando bem aplicada, respeitando a observância ao método e seus recursos, sofre poucas ou nenhuma restrição de emprego diante das características do subsolo, salvo casos particulares como aqueles constituídos por espessas camadas de solo muito mole, pois pode ocorrer o estrangulamento do fuste durante a concretagem comprometendo a capacidade de carga da estaca.

### 2.2.1.4 Estaca tipo Strauss

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010a), estaca tipo Strauss é executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira seguida por revestimento total com camisa metálica. Nesse tipo de estaca há o lançamento do concreto e retirado gradativa do revestimento com simultâneo apiloamento do concreto.

Na execução desse tipo de estaca, primeiramente ocorre a perfuração, com a colocação das camisas, que são formadas por tubos rosqueados, conforme a profundidade avança. Depois de alcançada a profundidade previamente determinada procede-se à etapa de concretagem, onde a priori é lançado água para a limpeza do furo e posterior e efetiva concretagem. A armação

ocorre por último e quando for necessária para absorver esforços de tração ou não axial (FALCONI; FILHO E FÍGARO, 1998).

Segundo Velloso (2010), as estacas Strauss podem ser armadas com uma ferragem longitudinal (barras retas) e estribos que permitam livre passagem do soquete de compactação e garantam um cobrimento da armadura, não inferior a 3 cm. Quando não armadas, deve-se providenciar uma ligação com o bloco (as esperas), por meio de uma ferragem que é cravada no concreto fresco.

## **2.2.2 Fundações profundas do tipo estacas pré-moldadas**

### **2.2.2.1 Estacas pré-moldada de concreto**

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010a), estaca pré-moldada de concreto é constituída de segmentos de concreto pré-moldado ou pré-fabricado e introduzida no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou martelo vibratório. Vale destacar que a NBR 6122 (ABNT, 2010a) não diferencia os termos pré-moldado ou pré-fabricado para fins de projeto em geotecnia.

O concreto é um material utilizado em larga escala no Brasil, utilizado em diferentes tipos de construção ele apresenta boa eficiência em estacas pré-moldadas. Segundo Velloso (2010), o concreto apresenta boa resistência aos agentes agressivos, e suporta de forma satisfatória as variações de secagem e umedecimento. Além disso, com o concreto pode-se executar tanto estacas de pequena quanto de grande capacidade de carga.

De acordo com Alonso (1998), estacas pré-moldadas de concreto, podem ser constituídas por concreto armado ou protendido adensado por centrifugação ou por vibração. Sendo que a adensada por centrifugação é pouca utilizada no Brasil. As formas mais comuns utilizadas para as estacas pré-moldadas de concreto são a circular maciça ou vazada, a quadrada, a hexagonal e a octogonal. Lembrando ainda que essas estacas possuem armadura.

### **2.2.2.2 Estacas metálicas ou de aço**

A estaca metálica segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010a), é um tipo de estaca cravada, constituída de elemento estrutural (aço) produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos.

As estacas metálicas apresentam fácil execução, pois permitem uma fácil cravação, provida de baixa vibração, trabalhando bem à flexão e não tendo problemas quanto à manipulação, o transporte, as emendas ou cortes. Ademais, esse tipo de estaca pode ser cravado no solo sem que haja o levantamento das demais estacas ao seu lado no solo.

Um dos pontos discutidos sobre estacas metálicas é a respeito da corrosão, propriedade essa maléfica a qualquer estrutura que resiste a esforços. Entretanto, segundo Alonso (1998), a corrosão das estacas metálicas praticamente não ocorre quando permanecem totalmente aterradas em solo natural devido à baixa quantidade de oxigênio presente em solos naturais.

Velloso (2010), salienta ainda que as estacas de aço que ficarem desenterradas devem ser obrigatoriamente protegidas com encamisamento de concreto ou outro recurso de proteção do aço.

### ***2.2.3 Fundação superficial do tipo radier***

O radier é um elemento de fundação superficial que absorve a carga de todos ou de parte dos pilares de uma estrutura (NBR 6122 ABNT, 2010a). Segundo Velloso (2010), o radier pode ser classificado quanto a sua forma em radier liso, radier com pedestais ou cogumelos, radier nervurado e radier caixão.

Segundo Tavares (2012), os radies são utilizados quando o solo possui baixa capacidade de carga, quando se deseja atingir uma uniformização dos recalques e quando as áreas de sapatas se aproximam umas das outras, ou quando a sua área for maior que a metade da área de construção.

### ***2.2.4 Radier estaqueado e mecanismos de interação estaca-radier***

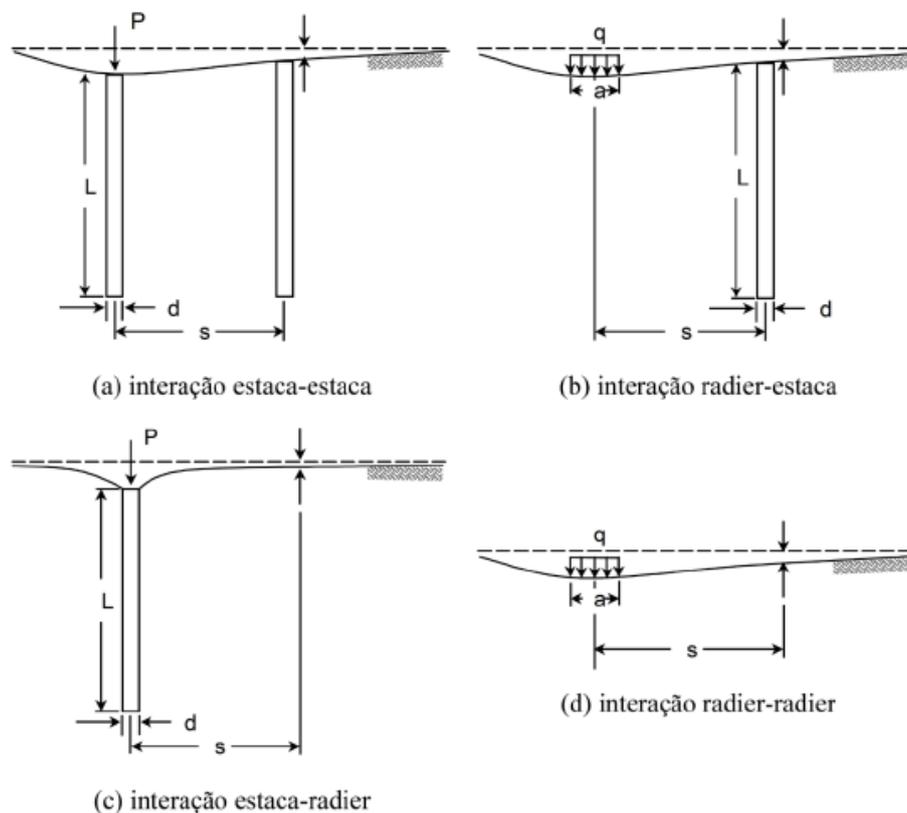
O radier estaqueado é a junção do radier (fundação superficial) com as estacas (fundação profunda). Segundo Lima (2007), este tipo de fundação transfere as cargas ao solo pela base do radier e pelas estacas.

Existe uma diferença significativa entre radier estaqueado e grupo de estacas. Segundo Curado (2015), no radier estaqueado, o radier é apoiado diretamente no solo e a capacidade de carga deste contribui para a capacidade de carga do sistema. Por outro lado, o grupo de estacas sem o radier possui um bloco de coroamento que não contribui para a capacidade de carga, ou seja, a capacidade de suporte é de total responsabilidade das estacas que compõem o grupo.

De acordo com Mandolini et al. (2005) *apud* Garcia (2015), é necessário determinar a distribuição de cargas entre as estacas e o radier para a compreensão das potencialidades do uso da combinação do radier estaqueado.

Segundo EI-Mossalamy e Franke (1997) *apud* Perez (2017), existem diferentes interações entre os elementos de um radier estaqueado, sendo que o método de instalação das estacas também afeta o comportamento dessa fundação.

A Figura 2.3 ilustra as possíveis interações entre os elementos de um radier estaqueado apresentadas por Hain e Lee (1978) *apud* Perez (2017), sendo elas, interação estaca-estaca, interação radier-estaca, interação estaca-radier e interação radier-radier.



**Figura 2.3** – Diferentes mecanismos de interação estaca-radier.

## 2.3 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES

### 2.3.1 Métodos empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas isoladas por meio do ensaio de SPT

A capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser obtida por meio de diferentes métodos sendo eles teóricos ou empíricos. De forma geral, os métodos são necessários para adequar as diferentes propriedades do solo a fim de se conceber à estrutura de fundação.

Em fundações do tipo estaca, a capacidade de carga de um solo equivale à soma da resistência de ponta com a resistência de fuste:

$$Q_u = Q_p + Q_f \quad (2.1)$$

onde,

$Q_u$  é a capacidade de carga;

$Q_p$  é a resistência de ponta;

$Q_f$  é a resistência do fuste.

A partir dessa associação, buscou-se investigar a capacidade de carga utilizando-se de diferentes métodos relacionados ao ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) como parâmetro, uma vez que esse ensaio, no Brasil, é o mais utilizado para reconhecimento simples do solo.

#### 2.3.1.1 Método de Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) associa, inicialmente, o cálculo da capacidade de carga de estacas com os ensaios de penetração de cone, o CPT (*Cone Penetration Test*), onde partindo dessa primeira formulação foram feitas correlações utilizando-se o SPT (*Standard Penetration Test*).

Por meio da proposta inicial da capacidade de carga para estacas (utilizando o CPT) fez-se adaptações para os ensaios de SPT. Assim, com o método de Aoki e Velloso (1975) foi possível a determinação da capacidade de carga de estacas utilizando como um dos parâmetros de cálculo o número de golpes obtidos por ensaios de SPT ( $N_{SPT}$ ):

$$Q_u = A_p \frac{kN_{SPT}}{F1} + U \sum \frac{\alpha kN_{SPT}}{F2} \Delta L \quad (2.2)$$

onde,

$Q_u$  é a capacidade de carga;

$A_p$  é a área da ponta da estaca;

$N_{SPT}$  é o resultado do ensaio de SPT no intervalo avaliado;

$U$  é o perímetro da estaca;

$\Delta L$  é o intervalo de execução do ensaio de SPT;

$k$  e  $\alpha$  são propriedade que dependem do tipo de solo;

F1 e F2 são propriedades que dependem do tipo de estaca.

Os valores de  $k$  e  $\alpha$  foram obtidos por meio de ensaios (Tabela 2.2), assim como os valores de F1 e F2, esse último por meio de ensaios em diversas estacas (Tabela 2.3).

**Tabela 2.2** - Valores de  $k$  e  $\alpha$  (AOKI; VELLOSO, 1975).

<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 arenoargiloso	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

**Tabela 2.3** - Valores de F1 e F2 (AOKI; VELLOSO, 1975).

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00

Segundo Velloso (2010), em três trabalhos de final de curso na UFRJ (de Rafael Francisco G. Magalhaes, em 1994, Gustavo S. Raposo e Marcio André D. Salem, em 1999), foram realizadas avaliações e para as estacas raiz, hélice e ômega o valor de F1 igual a 2 e F2 igual a 4, levaram a resultados satisfatórios para a capacidade de carga.

Ao passar do tempo surgiram algumas adaptações no método de Aoki e Velloso (1975), dentre elas pode-se citar a mudança de parâmetros como o F1 e o F2, constados na Tabela 2.4.

**Tabela 2.4** - Valores de F1 e F2 adaptados (CINTRA; AOKI, 2010).

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada (para pequenos diâmetros)	$1 + D/0,80$	2F1
Escavada	3	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2F1

Monteiro (1997) também contribuiu com o estudo de capacidade de carga, onde são fornecidos parâmetros com valores diferenciados dos iniciais do método de Aoki e Velloso (1975). Em seu estudo, o valor de  $N_{SPT}$  é limitado a 40 e para o cálculo da resistência de ponta deve adotar a média dos valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 o diâmetro da base, para cima e para baixo da base:

$$Q_p = \frac{Q_{ps} + Q_{pi}}{2} \quad (2.3)$$

onde,

$Q_p$  é a resistência de ponta;

$Q_{ps}$  é a resistência obtida acima 7 vezes o diâmetro da estaca a partir da base da mesma;

$Q_{pi}$  é resistência obtida abaixo 3,5 vezes o diâmetro da estaca a partir da base da mesma. Ademais os parâmetros, por ele obtidos constam nas Tabelas 2.5 e 2.6.

**Tabela 2.5** - Valores de  $k$  e  $\alpha$  (MONTEIRO, 1997).

<b>Tipo de solo</b>	<b>k (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

**Tabela 2.6** - Valores de F1 e F2 (MONTEIRO, 1997).

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki de fuste apilado	2,30	3,0
Franki de fuste vibrado	2,30	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,50	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a prensagem	1,20	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,5
Raiz	2,20	2,4
Strauss	4,20	3,9
Hélice contínua	3,00	3,8

### 2.3.1.2 Método de Décourt-Quaresma

O método de Décourt e Quaresma (1978), primeira versão, associa o resultado do ensaio SPT com o cálculo da capacidade de carga de estacas. Esse método considera como resistência de ponta o produto do  $N_{SPTp}$  com valores de  $K$  (obtido pela Tabela 2.7) que dependem do tipo de solo e da área da ponta. Assim, a resistência de ponta pode ser obtida por:

$$Q_p = A_p K N_{SPTp} \quad (2.4)$$

onde,

$Q_p$  é a resistência de ponta;

$A_p$  é a área da ponta da estaca;

$N_{SPTp}$  é a média obtida pelo valor do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca, no ponto imediatamente anterior e imediatamente posterior;

$K$  é um parâmetro que depende do tipo de solo.

**Tabela 2.7** - Valores de  $K$  (DÉCOURT; QUARESMA, 1978).

Tipo de solo	$K$ (tf/m <sup>2</sup> )
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

A resistência de fuste (Eq. 2.5) pode ser determinada por meio do produto entre o  $N_{SPT}$  médio do fuste com o valor do atrito lateral ( $P_{at}$ ) e da área lateral (valores esses constados na Tabela 2.8).

$$Q_f = ULP_{at}N_{SPTf} \quad (2.5)$$

onde,

$Q_f$  é a resistência de fuste;

$N_{SPTf}$  é a média dos resultados ao longo do fuste excluindo-se os obtidos na resistência de ponta;

$L$  é o comprimento do fuste;

$U$  é o perímetro do fuste;

$P_{at}$  é o valor de atrito médio.

Lembrando ainda que este método utiliza como limite inferior o valor de 3 e como limite superior o valor de 15 do ensaio de SPT. Ademais, os valores utilizados de  $N_{SPT}$  para cálculo da resistência de ponta não devem ser utilizados para o cálculo da resistência do fuste.

**Tabela 2.8** - Valores de  $N_{SPT}$  e  $P_{at}$  (DÉCOURT; QUARESMA, 1978).

$N_{SPT}$ médio ao longo do fuste	$P_{at}$ (tf/m <sup>2</sup> )
$\leq 3$	2
6	3
9	4
12	5
$> 15$	6

Assim o método de Décourt e Quaresma (1978) para a determinação da capacidade de carga de estacas se resume à Eq. 2.6.

$$Q_u = A_p K N_{SPTp} + UL P_{at} N_{SPTf} \quad (2.6)$$

Com o passar dos anos o método de Décourt e Quaresma (1978) para a determinação da capacidade de carga de estacas foi sendo modificado.

Segundo Cintra e Aoki (2010), em 1982, Décourt transforma os valores do atrito lateral pela seguinte expressão:

$$P_{at} = \left( \frac{N_{SPTf}}{3} + 1 \right) \quad (2.7)$$

onde,

$P_{at}$  é valor de atrito médio em tf/m<sup>2</sup>;

$N_{SPTf}$  é a média dos resultados ao longo do fuste excluindo-se os obtidos na resistência de ponta e considerando os valores menores que três iguais a três.

Décourt, em 1996 acrescenta à equação fatores  $\alpha$  (Tabela 2.9) e  $\beta$  (Tabela 2.10) que dependem do tipo de solo e do tipo de estaca. Com isso a capacidade de carga pode ser estimada por:

$$Q_u = \alpha A_p K N_{SPTp} + \beta \left( \frac{N_{SPTf}}{3} + 1 \right) UL \quad (2.8)$$

**Tabela 2.9** - Valores de  $\alpha$  que dependem do tipo de solo e do tipo de estaca (DÉCOURT, 1996).

VALORES DE $\alpha$					
Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Destaca-se ainda que os valores de  $\alpha$  para as estacas Hélice contínua, Raiz e injetada sob altas pressões são orientativos devido ao limitado número de dados disponíveis no momento da análise.

**Tabela 2.10** - Valores de  $e$  e  $\beta$  que dependem do tipo de solo e do tipo de estaca (DÉCOURT, 1996).

VALORES DE $\beta$					
Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Os valores de  $\beta$  para as estacas constantes na Tabela 2.10 são orientativos devido ao limitado número de dados disponíveis no momento da análise.

### 2.3.1.3 Método de Teixeira

Um método proposto por Teixeira (1996) foi para o cálculo da capacidade de carga de estacas. A Eq. 2.9 utilizada para tal finalidade tem como parâmetros dois coeficientes que dependem do tipo de estaca e solo, o  $\alpha$  e o  $\beta$ .

$$Q_u = \alpha A_p N_{SPTp'} + \beta ULN_{SPTf'} \quad (2.9)$$

onde,

$Q_u$  é a capacidade de carga;

$A_p$  é a área da ponta da estaca;

$N_{SPTp'}$  é a média obtida pelo valor do  $N_{SPT}$  no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo;

$N_{SPT}$  é a média dos resultados ao longo do fuste da estaca;

L é o comprimento do fuste;

U é o perímetro do fuste.

Os valores do coeficiente  $\alpha$  dependem do tipo de solo e do tipo de estaca, enquanto que os valores do coeficiente  $\beta$  depende somente do tipo de estaca. Coeficientes esses que se encontram na Tabela 2.11.

**Tabela 2.11** - Valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  (TEIXEIRA, 1996).

Solo	Tipo de estaca			
	Pré-moldadas de concreto e perfis metálicos	Franki	Escavadas a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	11	10	10	10
Silte argiloso	16	12	11	11
Argila arenosa	21	16	13	14
Silte arenoso	26	21	16	16
Areia Argilosa	30	24	20	19
Areia siltosa	36	30	24	22
Areia	40	34	27	26
Areia com pedregulhos	44	38	31	29
Valores de $\beta$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de estaca:	0,4	0,5	0,4	0,6

Teixeira (1996), não recomenda o uso dos valores de  $\alpha$  e  $\beta$  da Tabela 2.11 para resultados de SPT menores que quatro. Ainda é recomendado que para estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos, estacas tipo Franki e estacas Raiz seja utilizado o fator de segurança de dois. Já para estacas escavadas, ele recomenda um coeficiente de segurança de quatro para ponta e de um e meio para o atrito lateral.

#### 2.3.1.4 Método de Velloso

Para o cálculo da capacidade de carga de estacas e de grupos de estacas, Velloso (1981) apresentou um método de cálculo que considera diversos coeficientes, tais como o fator de execução da estaca ( $\alpha_e$ ), o fator de carregamento ( $\lambda$ ), dentre outros. A Eq. 2.10 relaciona os coeficientes mencionados.

$$Q_u = A_p \alpha_e \beta_b q_{p,ult} + U \alpha_e \lambda \sum \tau_{f,ult} \Delta l_i \quad (2.10)$$

onde,

$Q_u$  é a capacidade de carga;

$A_p$  é a área da ponta da estaca (com diâmetro  $B_b$ );

$U$  é o perímetro do fuste;

$\alpha_e$  é fator de execução da estaca ( $\alpha_e = 1$  para estacas cravadas,  $\alpha_e = 0,5$  para estacas escavadas);

$\lambda$  é o fator de carregamento ( $\lambda=1$  para estacas comprimidas,  $\lambda = 0,7$  para estacas tracionadas);

$\beta_b$  é o fator de dimensão da base ( $\beta_b=1,016-0,016B_b/b$  para estacas comprimidas e  $\beta_b = 0$  para estacas tracionadas com  $B_b = B$ , com  $b$  sendo o diâmetro da ponta do cone, que é de 3,6 cm no cone padrão).

Utilizando-se dos resultados dos ensaios de SPT foi concebida a Eq. 2.11.

$$Q_u = A_p \alpha_e \beta_b a N_{SPT}^b + U \alpha_e \lambda \sum a' N_{SPT}^{b'} \Delta l_i \quad (2.11)$$

onde,

$a$ ,  $b$ ,  $a'$  e  $b'$  são correlações entre o SPT e o CPT e constam na Tabela 2.12 abaixo, com dados obtidos na obra da refinaria de Duque de Caxias (RJ).

**Tabela 2.12** - Valores aproximados dos coeficientes  $a$ ,  $b$ ,  $a'$  e  $b'$  (VELOSSO, 1981).

Tipo de solo	Ponta		Atrito	
	$a$ (tf/m <sup>2</sup> )	$b$	$a'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$b'$
Areias sedimentais submersas	60	1	0,5	1
Argilas sedimentares submersas	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaiss arenossilto submersos	50	1	0,85	1
Solos residuais de gnaiss siltoarenosos submersos	40	1	0,8	1

### 2.3.1.5 Método de Vorcaro-Velloso

Este método foi elaborado utilizando-se de dados experimentais de diferentes tipos de estacas do Banco de Dados da COPPE-UFRJ e associados tais dados aos dados de sondagem a percussão do solo o SPT.

Vorcaro (2000), detalhou tal método se utilizando do tipo de solo, divididos em grupos, no qual se encontram na Tabela 2.13.

**Tabela 2.13 – Grupos de solos (VORCARO, 2000).**

<b>GRUPOS DE SOLOS</b>				
1	2	3	4	5
	Areia siltosa	Silte	Silte arenoargiloso	Silte argiloso
areia	Areia siltoargilosa	Silte arenoso	Silte argiloarenoso	Argila
	Areia argilosa	Argila arenosa	Argila arenossiltosa	Argila siltosa
	areia argilossiltosa	Argila siltoarenosa		

Ademais, Vorcaro (2000) relacionou sua equação ao tipo de estaca, que por sua vez depende também do grupo de solo (Tabela 2.14).

**Tabela 2.14 – Número de provas de cargas em função do tipo de estaca e do grupo de solo (VORCARO, 2000).**

<b>NÚMERO DE PROVAS DE CARGA EM TORNO DO SOLO DA PONTA DA ESTACA</b>						
Estaca	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Total
Tipo Franki	5	17	11	12	5	50
Pré-moldada	9	19	12	5	3	48
Escavada	1	7	5	10	3	26
Hélice contínua	-	8	5	9	4	26
Total	15	51	33	36	15	150

A partir dos dados acima e do número de golpes obtidos no SPT os dados de entrada para obtenção da capacidade de carga são:

$$XP = A_p N_{SPTp} \text{ e } XF = U \sum N_{SPTf} \Delta l_i \quad (2.12)$$

onde,

$A_p$  é a área da ponta da estaca, em m<sup>2</sup>;

$U$  é o perímetro do fuste, em m;

$N_{SPTp}$  é o valor na ponta da estaca;

$N_{SPTf}$  é o valor ao longo do fuste onde pode ser considerado constante, pois verificou-se que a natureza do solo ao longo do fuste tem pouca importância;

$\Delta L_i$  comprimento do fuste considerado, em m.

Nas estacas tipo Franki, a capacidade de carga pode ser obtida pelas seguintes expressões:

$$Q_{EST} = \exp \left[ (61,17 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}} \right], \text{ para bases em solos do grupo 1} \quad (2.13)$$

$$Q_{EST} = \exp \left[ (66,74 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}} \right], \text{ para bases em solos do grupo 2} \quad (2.14)$$

$$Q_{EST} = \exp \left[ (59,72 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}} \right], \text{ para bases em solos do grupo 3} \quad (2.15)$$

$$Q_{EST} = \exp \left[ (60,65 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}} \right], \text{ para bases em solos do grupo 4} \quad (2.16)$$

$$Q_{EST} = \exp \left[ (67,79 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}} \right], \text{ para bases em solos do grupo 5} \quad (2.17)$$

Para as estacas pré-moldadas de concreto a capacidade de carga pode ser obtida pelas seguintes expressões:

$$Q_{EST} = 676,0XP^{\frac{1}{2}} + 3,1XF, \quad \text{ para bases em solos do grupo 1} \quad (2.18)$$

$$Q_{EST} = 705,3XP^{\frac{1}{2}} + 3,1XF, \quad \text{ para bases em solos do grupo 2} \quad (2.19)$$

$$Q_{EST} = 648,3XP^{\frac{1}{2}} + 3,1XF, \quad \text{ para bases em solos do grupo 3} \quad (2.20)$$

$$Q_{EST} = 534,7XP^{\frac{1}{2}} + 3,1XF, \quad \text{ para bases em solos do grupo 4} \quad (2.21)$$

$$Q_{EST} = 649,5XP^{\frac{1}{2}} + 3,1XF, \quad \text{ para bases em solos do grupo 5} \quad (2.22)$$

Para estacas escavadas a determinação da capacidade de carga pode ser obtida por:

$$Q_{EST} = \exp \left[ (6,23 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{\frac{1}{2}} \right], \text{ para bases em solos do grupo 2} \quad (2.23)$$

$$Q_{EST} = \exp \left[ (4,92 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{\frac{1}{2}} \right], \text{ para bases em solos do grupo 3} \quad (2.24)$$

$$Q_{EST} = \exp \left[ (6,96 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{\frac{1}{2}} \right], \text{ para bases em solos do grupo 4} \quad (2.25)$$

$$Q_{EST} = \exp \left[ (7,32 \ln X + 7,38 \ln XF)^{\frac{1}{2}} \right], \text{ para bases em solos dos grupos 1 e 5} \quad (2.26)$$

Já para as estacas do tipo Hélice Contínua a equação para a determinação da capacidade de carga não muda de acordo com este método:

$$Q_{EST} = \exp(1,96 \ln XP - 0,34 \ln XP \ln XF + 1,36 \ln XF), \text{ para todos os grupos} \quad (2.27)$$

Nos dados de saída das equações citadas acima, a capacidade de carga tem seu valor em kN, podendo ser convertido ao final da análise para a unidade de medida requerida.

### 2.3.1.6 Método de Antunes e Cabral

O método de Antunes e Cabral (1996), foi concebido para estimar a capacidade de carga de estacas hélices contínuas. Esse método foi aferido a partir de nove provas de carga, sugerindo assim a estimativa da capacidade de carga.

Por este método a capacidade de carga da ponta da estaca pode ser estimada por:

$$Q_p = (\beta_2' N_p) A_p \quad (2.28)$$

onde,

$Q_p$  é a resistência de ponta;

$\beta_2'$  é um fator que depende do tipo de solo para o cálculo da resistência de ponta;

$N_p$  é o valor obtido no ensaio SPT na ponta da estaca.

$A_p$  é a área da ponta da estaca;

Já a resistência de fuste pode ser estimada por:

$$Q_f = U \sum (\beta_1' N_f) \Delta L_i \quad (2.29)$$

onde,

$Q_f$  é a resistência de fuste;

$U$  é o perímetro do fuste;

$\beta_1'$  é um fator que depende do tipo de solo para o cálculo da resistência de fuste;

$N_f$  é o valor do ensaio ao longo do fuste,

$\Delta L_i$  é o comprimento do fuste na seção considerada, adota-se 1m em geral;

Assim sendo a capacidade de carga pode ser estimada:

$$Q_u = (\beta_2' N_p) A_p + U \sum (\beta_1' N_f) \Delta l_i \quad (2.30)$$

onde,

$Q_u$  é a capacidade de carga;

De acordo com Antunes e Cabral (1996), os fatores  $\beta_1'$  e  $\beta_2'$  podem ser obtidos pela Tabela 2.15.

**Tabela 2.15 – Fatores  $\beta_1'$  e  $\beta_2'$ .**

<b>FATORES <math>\beta_1'</math> e <math>\beta_2'</math></b>		
<b>Solo</b>	<b><math>\beta_1'</math> (%)</b>	<b><math>\beta_2'</math></b>
Areia	4 a 5	2 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1 a 2
Argila	2 a 3,5	1 a 1,5
<small><math>(\beta_1' N_f)</math> e <math>(\beta_2' N_p)</math> em kgf/cm<sup>2</sup> e <math>(\beta_2' N_p) \leq 40</math> kgf/cm<sup>2</sup></small>		

### 2.3.2 Capacidade de carga de grupo de estacas

Quando uma estaca não é suficiente para transmitir a carga ao solo, pode-se usar duas ou mais estacas ligadas por um elemento estrutural rígido. Este conjunto de estacas é denominado de grupo de estacas.

Quando se utiliza mais de uma estaca tem-se que levar em consideração de que há interação entre as estacas devido ao bulbo de tensões produzido por cada estaca e assim a determinação da capacidade de carga do grupo passa a ser complexo.

Quanto maior o afastamento entre as estacas, menor será a interação entre elas, reduzindo assim o efeito de grupo e facilitando a determinação da capacidade de carga do grupo de estacas.

Recomenda-se o intervalo mínimo para o espaçamento de centro a centro entre as estacas de 2,5 a 3,5 vezes o diâmetro da estaca com o objetivo de reduzir o efeito de grupo entre as estacas (POULOS; DAVIS, 1980 *apud* ZULUAGA, 2015).

Na concepção de projeto, para determinar o numero de estacas necessárias para um determinado carregamento, divide-se o carregamento total pela capacidade de carga de uma estaca isolada (SALES ET AL., 2002 *apud* RINCON, 2016).

### 2.3.3 Capacidade de carga do radier isolado

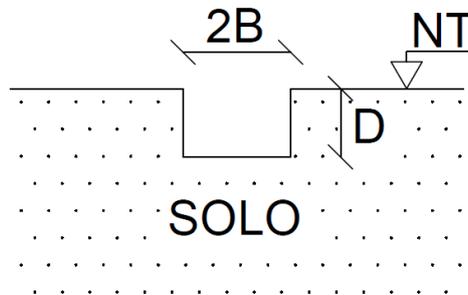
Existem diferentes métodos para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais. Um deles é o de Terzaghi (1943), que considera como fundação superficial aquela cuja largura da base é igual ou maior que a profundidade de assentamento conforme Figura 2.4, satisfazendo a relação:

$$\frac{2B}{D} \geq 1 \quad (2.31)$$

onde,

2B é igual a largura da base apoiada no solo;

D é igual a profundidade, distância da superfície do solo até a base da fundação.



**Figura 2.4** – Dimensões consideradas por Terzaghi (1943).

Se essa condição for satisfeita, pode-se negligenciar o cisalhamento acima da base da fundação superficial, considerando apenas uma sobrecarga de  $\gamma D$ , que é o produto entre o peso específico do solo e a profundidade de assentamento. Caso a relação não seja satisfeita o cisalhamento deve ser levado em conta na análise.

Nas análises de Terzaghi (1943), foram consideradas dois tipos de ruptura do solo, a generalizada e a localizada, sendo a primeira ocorrendo em solos mais rígidos, como areias compactas e muito compactas e argilas rijas e duras e a segunda ocorrendo em solos mais deformáveis como as areias fofas e argilas médias e moles.

Inicialmente a equação de Terzaghi (1943), foi concebida considerando uma sapata corrida de largura 2B, com carregamento uniformemente distribuído, localizada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito.

Como forma de englobar as outras formas de geometria foi deduzida a equação para a capacidade de carga unitária como sendo:

$$Q_R = (cN_c s_c + \bar{q}N_q s_q + \gamma B N_\gamma s_q) \quad (2.32)$$

onde,

$Q_R$  é a capacidade de carga do radier;

$B$  é a metade da largura;

$c$  é a coesão do solo;

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são coeficientes de capacidade de carga;

$s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$  são os fatores de forma da fundação;

$D$  é a profundidade de assentamento (distância da superfície do solo até a base);

$\gamma$  é o peso específico efetivo do solo na cota de apoio;

$\bar{q}$  é sobrecarga devido às camadas de solo acima da cota de apoio da fundação.

Assim sendo, tem-se os fatores de forma dependendo do tipo de fundação superficial, conforme Tabela 2.16.

**Tabela 2.16** – Fatores de forma (TERZAGHI, 1943).

FORMA DA BASE	FATOR DE FORMA		
	$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$
Corrida	1	1	1
Quadrada	1,3	1	0,8
Circular	1,3	1	0,6

Em estudos realizados por Prandtl (1920) e Reissner (1924) e citados por Terzaghi (1943), os coeficientes da capacidade de carga  $N_c$  e  $N_q$  dependem do ângulo de atrito do solo:

$$N_c = \cot \phi \left[ \frac{a_\theta^2}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)} - 1 \right] \quad (2.33)$$

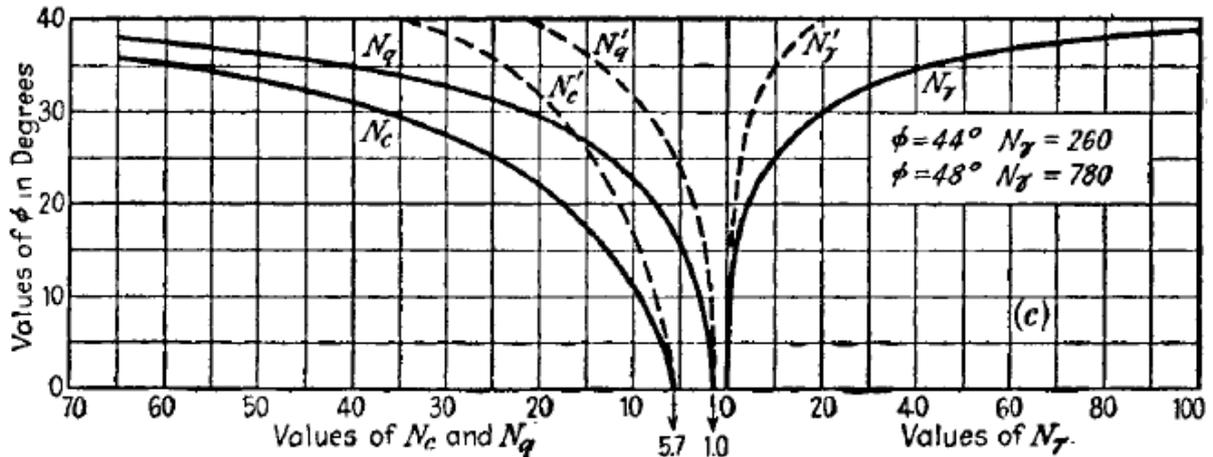
$$N_q = \frac{a_\theta^2}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)} \quad (2.34)$$

$$a_\theta = e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \phi/2\right) \tan \phi} \quad (2.35)$$

O coeficiente da capacidade de carga  $N_\gamma$  foi definido por Terzaghi (1943) em função do coeficiente de empuxo passivo  $K_{py}$ :

$$N_y = \frac{1}{2} \tan \phi \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (2.36)$$

Os fatores  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  dependem do ângulo de atrito do solo e podem ser obtidos também entrando com o ângulo de atrito ( $\phi$ ) nas linhas cheias no Figura 2.5 abaixo.



**Figura 2.5** – Parâmetros  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  e  $N'_c$ ,  $N'_q$ ,  $N'_\gamma$  para ruptura generalizada e localizada, respectivamente (TERZAGHI, 1943).

Coduto (2001), propõe uma aproximação para o fator da capacidade de carga  $N_\gamma$  para evitar a necessidade de obter o coeficiente de empuxo passivo por meio da aproximação:

$$N_y = \frac{2(N_q + 1) \tan \phi}{1 + 0,4 \sin \phi} \quad (2.37)$$

Terzaghi (1943), ainda salienta que para o cálculo da capacidade de carga de fundação superficial circular com carregamento distribuído na base (caso do radier) a formulação inicial deve ser alterada. Assim sendo, para o cálculo da capacidade de carga de um radier pode-se utilizar circular:

$$Q_R = \pi R^2 (1,3cN_c + \gamma DN_q + 0,6\gamma RN_y) \quad (2.38)$$

onde,

$Q_R$  é a capacidade de carga do radier;

$R$  é o raio do radier;

$c$  é a coesão do solo;

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são coeficientes de capacidade de carga;

$D$  é a profundidade (distância da superfície do solo até a base);

$\gamma$  é o peso específico efetivo do solo na cota de apoio.

A análise proposta até o momento se refere a ruptura generalizada, sendo típica em solos pouco compressíveis, que são aqueles compactos ou rijos.

Já para a ruptura localizada, típica de solos muito compressíveis, que são aqueles fofos ou moles, Terzaghi (1943) sugere adotar os seguintes parâmetros de resistência do solo:

$$\operatorname{tg} \phi' = \frac{2}{3} \operatorname{tg}(\phi) \quad (2.39)$$

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (2.40)$$

onde,

$\phi'$  é o ângulo de atrito do solo adotado para ruptura localizada;

$c'$  é a coesão do solo adotada para ruptura localizada.

Todas as considerações feitas até aqui são referentes ao método clássico de Terzaghi (1943), exceto pela contribuição de conduto (2001) para a aproximação do coeficiente de capacidade de carga  $N_\gamma$ .

#### **2.3.4 Capacidade de carga de um radier estaqueado**

Nesse tipo de fundação, parte da carga da estrutura é absorvida pelo radier e parte pelo grupo de estacas, conforme a Eq. 2.11 (POULOS, 1980 *apud* CASTILLO, 2013).

$$Q_{PR} = Q_R + Q_{PG} \quad (2.41)$$

onde,

$Q_{PR}$  é a capacidade de carga do radier estaqueado;

$Q_R$  é a capacidade de carga do radier;

$Q_{PG}$  é a capacidade de carga do grupo de estacas.

Segundo Akinmusuru (1973) *apud* Sales (2000), em sua dissertação de mestrado, a Eq. 2.42 da capacidade de carga do radier estaqueado é:

$$Q_t = \alpha Q_g + \beta Q_c \quad (2.42)$$

onde,

$Q_t$  é a capacidade do radier estaqueado;

$Q_g$  é a capacidade de carga do grupo de estacas;

$Q_c$  é a capacidade de carga do radier isolado;

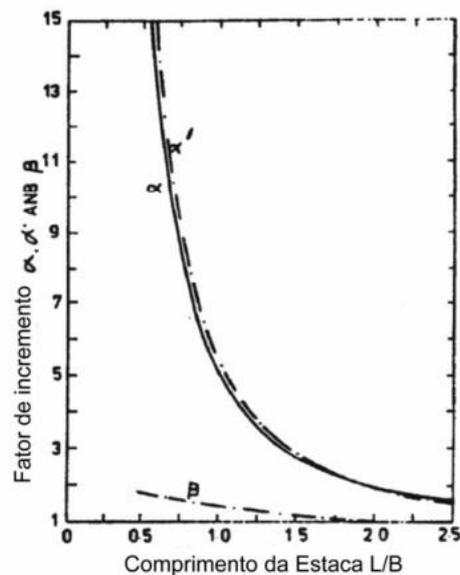
$\alpha$  é o fator de aumento da capacidade de carga do grupo de estacas oriundo da interação radier-solo-estacas;

$\beta$  é o fator de aumento de capacidade de carga da sapata decorrente da presença do grupo das estacas.

Sendo que  $\alpha$  se torna  $\alpha'$ , quando  $\beta$  é igual a 1, podendo utilizar a Eq. 2.43 simplificada:

$$Q_t = \alpha' Q_g + Q_c \quad (2.43)$$

Os valores de  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\alpha'$ , podem ser consultados na Figura 2.6.



**Figura 2.6** – Fatores de aumento da capacidade de carga das estacas e do bloco pela decorrente da interação entre bloco e estacas (AKINMUSURU, 1980 *apud* SALES, 2000).

#### 2.4 RECALQUE DE FUNDAÇÕES

Prever recalques de uma fundação é uma das tarefas mais difíceis na área de Geotecnia e quando a estrutura de fundação é considerada rígida, têm-se os valores médios para o recalque, sendo necessário considerar a flexibilidade de uma fundação para que se possa calcular o recalque real desta (VELLOSO, 2010).

Uma fundação, ao ser carregada, é submetida ao fenômeno chamado recalque, que pode ser entendido como o rebaixamento que ocorre devido ao adensamento do solo, sendo este, a diminuição dos vazios do solo.

A seguir serão discutidas as formas de como os recalques acontecem em fundações profundas e fundações superficiais e por fim será contextualizado como alguns autores abordam os métodos de cálculo para recalques em uma fundação mista do tipo radier estaqueado (objeto de estudo desta pesquisa), levando em consideração as interações entre seus elementos.

#### **2.4.1 Mecanismos de transferência de carga e recalque de uma estaca**

Para a compreensão de como uma estaca transfere o carregamento ao solo, é necessário compreender a interação estaca-solo. Quando a carga é aplicada na estaca, ocorre a reação do solo na estaca, por atrito lateral devido as tensões cisalhantes e por tensões normais na ponta da estaca. A Eq. 2.44 mostra como estimar o recalque ( $w$ ) no topo da estaca a partir da soma dos recalques da ponta  $W_p$  e do recalque do fuste  $\rho$  (Eq. 2.45) para uma estaca de comprimento ( $L$ ), considerando a elasticidade da estaca (VELLOSO, 2010).

$$W = W_p + \rho \quad (2.44)$$

$$\rho = \int_0^L \frac{Q(z)}{AE_e} dz \quad (2.45)$$

onde,

$Q(z)$  é a função que define a carga do atrito lateral da estaca devido ao cisalhamento;

$E_e$  é o modulo de elasticidade do material da estaca;

$A$  é a área da seção transversal da estaca.

Existem diversos métodos de cálculo para a previsão do recalque de uma estaca, considerando teorias da elasticidade e outras, sendo que os mais utilizados atualmente são os métodos numéricos.

#### **2.4.2 Recalque de uma fundação superficial**

Segundo Velloso (2010), quando uma fundação é carregada, observa-se que os recalques ocorrem imediatamente após o carregamento (recalque imediato ou instantâneo) e ao longo do tempo (recalque no tempo).

Diferente das fundações profundas, os recalques das fundações superficiais são estimados considerando apenas o deslocamento da base do elemento de fundação devido ao carregamento.

### 2.4.3 Métodos de cálculo para um radier estaqueado

Existem diversos métodos de análise para o comportamento de um radier estaqueado, desde métodos mais simples com utilização de análise empírica e ábacos até métodos computacionais mais sofisticados.

Poulos (2001) *apud* NETO (2013), divide os métodos de cálculo em duas categorias: “Simplificados ou Preliminares” e “Detalhados ou Métodos Numéricos”.

Nos métodos simplificados se utilizam analogias aos métodos de cálculo para sapatas estaqueadas, onde as estacas estão sujeitas aos efeitos de grupo. Os métodos detalhados podem ser realizados com técnicas de aproximação ou técnicas com metodologia rigorosa.

Neto (2013) apresenta uma Tabela com a classificação dos métodos de cálculo para um radier estaqueado (Tabela 2.17) e respectivos autores que trabalharam com estes métodos.

**Tabela 2.17** – Métodos de cálculo para um radier estaqueado (NETO, 2013).

	Correlações Empíricas	Kishida e Meyerhof (1965); Skempton (1953); Vesic (1969).
Métodos simplificados	Ábacos de Cálculo	Poulos e Davis (1980).
	Método das Fundações Equivalentes	Terzaghi (1943); Poulos e Davis (1980).
	Métodos Baseados na Teoria da Elasticidade	Poulos e Davis (1980); Randolph e Worth (1994); Sales (2000).
Métodos computacionais aproximados	Radier apresentado por uma placa e as estacas por uma mola	Clancy e Randolph (1993); Poulos (1994); Russo (1998) – NAPRA.
	Métodos dos Elementos de Contorno	Butterfield e Banerjee (1971); Kuwabara (1989); Ottaviani (1975); Farias (1993); Zhuang <i>et al.</i> (1998); Lee (1993); Wang (1995); Katzenbach <i>et al.</i> (1998), dentre outros.
Métodos computacionais rigorosos	Método dos Elementos Finitos <sup>2</sup>	
	Métodos Híbridos	Poulos (1994) – GARP; Russo (1998) – NAPRA.

<sup>2</sup> Metodologia numérica implementada pelo programa LCPC-CESAR

Segundo Novak *et al.* (2005) *apud* Neto (2013), o Método dos Elementos Finitos (MEF) tridimensional é o que mais se adequa para analisar um radier estaqueado.

#### 2.4.3.1 Métodos de cálculo simplificado

Para o recalque, utilizam-se também técnicas correlativas para grupos de estacas, sendo justificado pelos pesquisadores pelo fato de que o grupo de estacas é responsável por suportar a maior parte da carga. Para simplificar as equações, autores consideram o fator de recalque ( $R_s$ ), que é a razão entre o recalque de uma estaca e o recalque do grupo.

Segundo Skempton (1953) *apud* Sales (2000), o fator de recalque ( $R_s$ ) pode ser dado por:

$$R_s = \left( \frac{4B_e + 9}{B_e + 12} \right)^2 \quad (2.46)$$

Já Vésic (1969) *apud* Sales (2000) sugere que:

$$R_s = \sqrt{\frac{B_e}{d}} \quad (2.47)$$

onde,

$B_e$  é a largura do grupo de estacas;

$d$  é o diâmetro de uma estaca.

#### 2.4.3.2 Fundações equivalentes

Muitos autores utilizam a técnica de transformar o radier estaqueado em uma fundação equivalente mais simples para correlacionar métodos já estabelecidos. Existem diversas fundações equivalentes, como por exemplo, o radier proposto por Terzaghi (1943) e o tubulão, proposto por Poulos e Davis em (1980) e citado por Sales (2000).

#### 2.4.3.3 Métodos Baseados na Teoria da Elasticidade

Existem alguns métodos que se baseiam na teoria da elasticidade propostos por autores para a análise do radier estaqueado. A seguir serão detalhados métodos.

O primeiro deles é o de Poulos e Davis (1980) *apud* Sales (2000), onde os autores propõem um modelo trilinear para a curva carga-recalque. O método pode ser dividido pelas seguintes partes: trecho AO, trecho AB e trecho BC (Figura 2.7).

No trecho AO, considera-se que não ocorreu ainda a mobilização total de estacas e o recalque pode ser estimado por:

$$\delta = R_G P_G \delta_1 \quad (2.48)$$

$$R_G = R_c R_G' \quad (2.49)$$

onde,

$\delta$  é o recalque total do radier estaqueado;

$R_G$  é a relação entre o recalque médio do radier estaqueado e o recalque de uma estaca isolada, sem “cap”, sob a carga total que atuante no grupo;

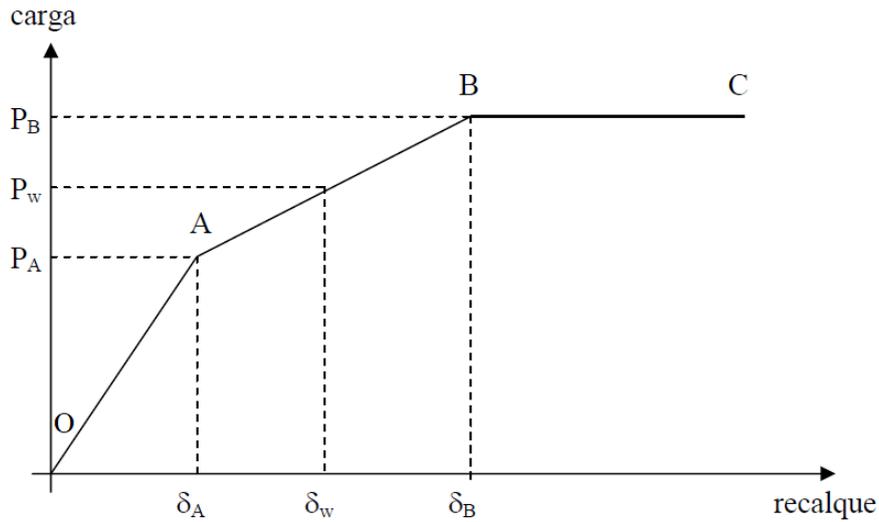
$P_G$  é a carga total atuante no radier estaqueado;

$\delta_1$  é o recalque de uma estaca sem “cap” submetida a uma carga unitária;

$R_c$  é a razão entre o recalque de uma estaca isolada com “cap” e outra semelhante sem “cap”;

$R_G'$  é a razão entre o recalque médio do radier estaqueado e o recalque de uma estaca isolada, com “cap”, submetida a carga total que atua no grupo.

No trecho AB, o autor considera que a mobilização total das estacas já ocorreu e que toda a carga que excede o valor ( $P_A$ ) é absorvida pelo radier (ou cap), e o recalque que excede o valor ( $\delta_A$ ) é calculado como o recalque de um radier isolado. No trecho BC ocorre a ruptura da fundação.



**Figura 2.7** – Modelo trilinear de Poulos e Davis (modificado de POULOS; DAVIS, 1980 *apud* SALES, 2000).

Outro método, proposto por Randolph (1983) *apud* Perez (2017), considera a rigidez do grupo de estacas e do radier separadamente. Segundo o autor, a rigidez do radier estaqueado, até mobilizar completamente a capacidade de carga das estacas, pode ser dada pela Eq 2.50.

$$K_{pr} = \frac{K_{pg} + K_r(1 - 2\alpha_{rp})}{1 - \alpha_{rp}^2 \left(\frac{K_r}{K_{pg}}\right)} \quad (2.50)$$

onde,

$K_{pr}$  é a rigidez do radier estaqueado;

$K_{pg}$  é a rigidez do grupo de estacas;

$K_r$  é a rigidez do radier isolado;

$\alpha_{rp}$  é o fator de interação radier-estaca.

A razão entre a carga que o bloco transfere para o solo e a carga total é dada por:

$$\frac{P_r}{P_t} = \frac{K_r(1 - \alpha_{rp})}{K_{pg} + K_r(1 - 2\alpha_{rp})} \quad (2.51)$$

Sendo que por processos convencionais, determina-se a rigidez do bloco e da estaca, e o fator  $\alpha_{rp}$  é dado por:

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln \frac{r_c}{r_0}}{\frac{r_m}{r_0}} \quad (2.52)$$

onde,

$r_c$  é raio efetivo do topo (área do topo dividida pelo número de estacas);

$r_m$  é o raio de influência das estacas (distância real onde a deformação por cisalhamento é considerada nula e é da ordem da grandeza da estaca)

$r_0$  é o raio da estaca.

#### 2.4.3.4 Métodos detalhados

Devido ao avanço da tecnologia da informação e com os métodos numéricos sendo cada vez mais aprimorados, os métodos como o Método das Diferenças Finitas (MDF), o Método de Elementos de Contorno (MEC) e o Método dos Elementos Finitos (MEF) são cada vez mais requisitados pelos pesquisadores (ZHANG, 2000 *apud* BEZERRA, 2003).

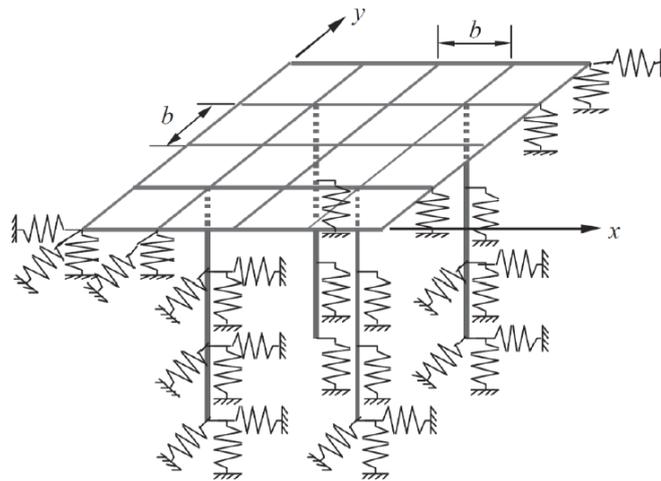
Estes métodos apresentam resultados mais precisos quando comparados com os métodos simplificados, pois são capazes de representar os parâmetros de um solo, levando em consideração a não linearidade, heterogeneidade e interação entre os elementos constituintes da fundação.

Segundo Bezerra (2003), as principais limitações para os métodos detalhados é o tempo de discretização e o tempo de obtenção da solução.

Como descrito na Tabela 2.11, os métodos detalhados podem ser classificados ainda como aproximados e como rigorosos ou até mesmo uma combinação entre eles (métodos híbridos). A seguir serão discutidos alguns dos métodos rigorosos e serão citados alguns exemplos utilizados por autores.

#### 2.4.3.5 Métodos detalhados rigorosos

A Figura 2.8 ilustra um modelo híbrido (modelo aproximado combinado com um método rigoroso) proposto por Kitiyodom e Matsumoto (2003) e citados por Neto (2013) para a modelagem de um radier estaqueado, onde as estacas são modeladas como vigas, o solo como molas e o radier flexível como sendo uma placa muito fina.



**Figura 2.8** – Representação da placa, vigas e molas para modelagem aproximada da fundação radier estaqueado.

#### 2.4.3.6 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos é um método de cálculo rigoroso que apresenta resultados muito precisos para análise de fundações. Bacelar (2003), utilizou o método dos elementos finitos, utilizando o programa Abaqus, para realizar um estudo de um radier circular estaqueado de 10 metros de raio, sujeito a um carregamento de 500 kPa distribuído uniformemente sob um solo homogêneo, fazendo considerações de um modelo linear elástico.

### 2.5 PROGRAMA ABAQUS

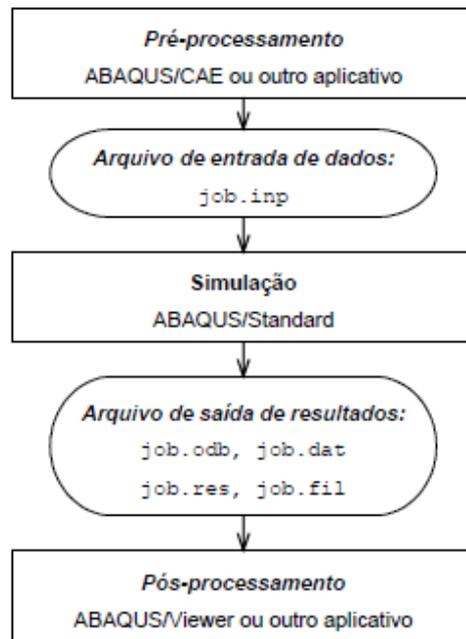
O programa Abaqus é um software que utiliza o método dos elementos finitos para a realização dos cálculos de tensões e deformações de um modelo físico. Para a realização dos cálculos, o software depende da escolha do modelo constitutivo do solo, tais como o linear elástico, plástico, entre outros.

A seguir serão demonstrados alguns princípios básicos do método dos elementos finitos e dos modelos constitutivos. Este software utiliza dois módulos principais para realizar as análises, o modo Standard e o Explicit. Neste projeto será utilizado apenas o modo Abaqus/Standard.

#### 2.5.1.1 Características do modo Abaqus/Standard

O modo Abaqus/Standard conta com um módulo de análise que pode resolver de forma geral problemas lineares e não lineares, e possui três estágios, pré-processamento, simulação e pós-processamento.

Esses estágios utilizam arquivos de entrada de formatos específicos e geram arquivos de saída com formatos também específicos, como ilustrado na Figura 2.9.



**Figura 2.9** – Procedimento de análise do Abaqus/Standart (BACELAR, 2003).

Na etapa de pré-processamento deve-se gerar um arquivo de entrada envolvendo a geometria do modelo a ser estudado, por exemplo, um arquivo em AutoCad ou Abaqus/CAE. Nesta etapa, também são definidos os parâmetros do modelo necessários para a etapa de processamento (Simulação).

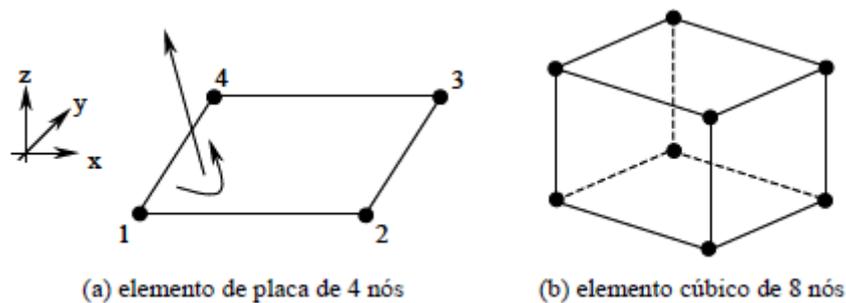
Na simulação, o programa utiliza equações diferenciais ordinárias e parciais como princípios do método dos elementos finitos para analisar resultados das interações entre os elementos do problema.

Finalmente, na etapa de pós-processamento, tem-se os resultados de campos de tensões e deformações por uma interface onde é possível fazer uma análise e utilizar os dados para análise externa, por exemplo, plotar gráficos.

Para a modelagem o software necessita dos parâmetros do solo e do concreto para a realização das interações entre os elementos do modelo.

### 2.5.1.2 Características do modelo

A geometria do modelo pode ser feita em duas dimensões, utilizando elementos de placa, devendo ser definidos com 4 nós (Figura 2.10a) ou pode ser feita em três dimensões, utilizando neste caso elementos cúbicos de 8 nós (Figura 2.10b).



**Figura 2.10** – geometria dos elementos (BACELAR, 2003).

Na fase de pré-processamento é realizado a definição dos parâmetros de entrada do modelo para cada tipo de material utilizado, para que o software, de acordo com o modelo constitutivo escolhido, realize os cálculos na fase de simulação.

### 2.5.1.3 Características da modelagem

Os contatos entre os elementos do modelo devem possuir restrições de acordo com os graus de liberdade a que estão vinculados. Essas restrições são chamadas de “ties” e são feitas nos nós da geometria do sólido, sendo assim, define-se o contato entre os elementos como superfícies deformáveis que são capazes de interagir.

A superfície de contato entre dois elementos é chamada de “par de contato”, sendo que o conjunto desses contatos podem ser definidos em dois tipos de superfície, “superfície escrava” e “superfície mestre”. Geralmente escolhe-se o elemento mais rígido como “superfície mestre” ou caso haja semelhança entre as rigidezes dos elementos, escolhe-se aquele elemento que possui uma malha mais densa. Para cada nó pertencente a “superfície escrava”, o software realiza uma varredura até encontrar o ponto mais próximo entre a ‘superfície escrava’ e a “superfície mestre” para que seja realizada uma discretização da interação.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é apresentado as propriedades do solo da região em estudo tendo como base resultados obtidos por ensaios e também a definição do silo a ser utilizado para as análises da capacidade de carga e dos recalques.

#### 3.1 LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

Os dados referentes aos ensaios foram obtidos no campo experimental, localizado no município de Primavera do Leste, situado a sudeste do estado de Mato Grosso, próximo à BR 070. A Figura 3.1 abaixo demonstra a localização desse campo experimental.



**Figura 3.1** – Localização do campo experimental (GOOGLE EARTH, 2017).

#### 3.2 ENSAIO DE SPT

Os dados referentes ao ensaio SPT foram obtidos por meio de uma sondagem realizada no período das chuvas em dezembro de 2010 e disponibilizada por Barbosa, Souza e Soares (2017), onde esses dados se encontram na Tabela 3.1 abaixo.

**Tabela 3.1** - Valores  $N_{SPT}$  em função da profundidade.

<b>PERFIL DOS VALORES DE SPT</b>	
Profundidade (m)	$N_{SPT}$
0,0	-
-1,0	1
-2,0	1
-3,0	2
-4,0	4
-5,0	4
-6,0	4
-7,0	4
-8,0	5
-9,0	6
-10,0	5
-11,0	7
-12,0	9
-13,0	6
-14,0	13
-15,0	9
-16,0	10
-17,0	11
-18,0	3
-19,0	3
-20,0	6
-21,0	7
-22,0	5
-23,0	6
-24,0	5

O nível d'água não foi encontrado até a profundidade sondada. O  $N_{SPT}$  do respectivo solo apresenta valores predominantemente crescentes nos primeiros dez metros, após isso ele apresenta uma alta significativa por volta de quatorze metros e volta a cair aos dezenove metros.

### 3.3 ENSAIO DE GRANULOMETRIA

Em sua dissertação de mestrado, Soares (2016) realizou ensaios de granulometria com e sem defloculante para a caracterização do solo. O solo foi analisado em profundidades distintas, sendo a primeira realizada a um metro da superfície, a segunda a dois metros e a última a cinco metros.

Na Tabela 3.2 constam os dados obtidos na análise de Soares (2016) sem a utilização de defloculante, dados esses de interesse dessa pesquisa para a caracterização do solo.

**Tabela 3.2** – Dados dos ensaios de granulometria sem o uso de defloculante (adaptado de SOARES, 2016).

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (%)						
Profundidade (m)	Argila	Silte	Areia			Pedregulho
			Fina	Média	Grossa	
1	0	22	53	24	2	0
2	0	57	16	25	1	0
5	0	33	43	21	3	0

O solo referente ao ensaio SPT e aos dados da Tabela 3.2 pode ser classificado como areia siltosa (BARBOSA, SOUZA E SOARES, 2017). Como se percebe, toda a fração da granulometria está na faixa da areia e silte.

No primeiro metro a areia fina representa a maior porcentagem do solo analisado, cerca de 53%, seguido pela areia média e o silte. No segundo metro a maior porcentagem se inverte, sendo o silte responsável por 57% da amostra de solo analisado. No quinto metro não há grande variação do tipo de solo, sendo que o solo que representou maior porcentagem foi a areia fina, em segundo o silte e em terceiro a areia média.

### 3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Soares (2016), realizou alguns ensaios para a caracterização dos parâmetros do solo, tais como o limite de liquidez, limite de plasticidade, peso específico dos grãos de solo, entre outros. A amostra de solo foi coletada a uma profundidade de um, dois e cinco metros.

As amostras de solo utilizadas para os ensaios de caracterização foram retiradas, de forma indeformada, de um poço. A seguir, na Tabela 3.3 constam os resultados dos ensaios realizados. Além disso nessa mesma Tabela consta a massa específica natural do solo, obtido por:

$$\rho_{nat} = \frac{\rho_g(1 + w)}{(1 + e)} \quad (3.1)$$

onde,

$\rho_{nat}$  é a massa específica natural do solo;

$\rho_g$  é a massa específica dos grãos de solo;

w é o teor de umidade;

e é o índice de vazios.

**Tabela 3.3** – Parâmetros do solo do campo experimental (adaptado de SOARES, 2016).

<b>RESUMO DOS PARÂMETROS</b>			
Profundidade (m):	1	2	5
Limite de Liquidez (%):	44	46	66
Limite de Plasticidade (%):	17	19	21
Índice de Plasticidade (%):	27	27	45
Umidade Natural (%)	17	18	24
Massa específica dos grãos de solo (g/cm <sup>3</sup> ):	2,620	2,599	2,647
Índice de vazios	1,3	1,3	0,9
Grau de saturação (%)	34	36	71
Massa específica natural do solo (g/cm <sup>3</sup> ):	1,333	1,333	1,728

### 3.5 ENSAIO TRIAXIAL

O ensaio triaxial realizado foi do tipo Consolidado, Não Drenado (CU) e Não Consolidado, Não Drenado (UU), para o solo indeformado e compactado (FORTES, 2016). Como as amostras indeformadas são de interesse desta pesquisa, abaixo na Tabela 3.4 constam os dados obtidos.

**Tabela 3.4** – Resultados do ensaio triaxial para a amostra indeformada (FORTES, 2016).

<b>RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAL CU E UU PARA A AMOSTRA INDEFORMADA</b>						
Ensaio	Tensão confinante $\sigma_3$ (kPa)	Acréscimo de tensão $\Delta\sigma$ (kPa)	Tensão de ruptura $\sigma_1$ (kPa)	Deformação no ponto de ruptura $d\varepsilon$ (%)	Intercepto de coesão $c$ (kPa)	Ângulo de atrito $\phi$ (°)
CU	50	43,40	93,4	23,33	7,17	21
	100	132,00	232	8,89		
	200	243,41	443,41	14,96		
UU	50	75,95	125,95	12,15	29,09	6
	100	83,06	183,06	12,9		
	200	110,23	310,23	14,31		

### 3.6 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON DO SOLO

Teixeira e Godoy (1996) *apud* Cintra et al. (2003), sugere que o módulo de elasticidade de um solo pode ser estimado por:

$$E_s = \alpha k N_{SPT} \quad (3.2)$$

onde,

$E_s$  é o módulo de elasticidade do solo;

$\alpha$  é o coeficiente empírico que depende do tipo de solo, Tabela 3.4;

$k$  é o coeficiente empírico em MPa que depende do tipo de solo, Tabela 3.5;

$N_{SPT}$  é o número de golpes necessários para a penetração dos 30cm finais do amostrador-padrão obtido no ensaio SPT.

Como o solo em estudo tem a predominância de areia, o coeficiente  $\alpha$  da Tabela 3.5 foi adotado como sendo igual a 3,0 e para a Tabela 3.6, tem-se uma areia siltosa, sendo assim o coeficiente  $k$  é igual a 0,7.

**Tabela 3.5** – Coeficiente  $\alpha$  (TEIXEIRA; GODOY, 1996 *apud* CINTRA et al., 2003).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Areia	3,0
Silte	5,0
Argila	7,0

**Tabela 3.6** – Coeficiente  $k$  (TEIXEIRA; GODOY, 1996 *apud* CINTRA et al., 2003).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>k</math> (Mpa)</b>
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Como o  $N_{SPT}$  varia ao longo do perfil do solo, o módulo de elasticidade também varia. A Tabela 3.7 mostra os valores para o módulo de elasticidade em função do  $N_{SPT}$ .

**Tabela 3.7** – Módulo de elasticidade do solo em função da profundidade.

Profundidade (m)	N <sub>SPT</sub>	Es (Mpa)	Es adotado (Mpa)
0	-	-	
-1	1	2,1	
-2	1	2,1	
-3	2	4,2	
-4	4	8,4	
-5	4	8,4	
-6	4	8,4	
-7	4	8,4	
-8	5	10,5	12
-9	6	12,6	
-10	5	10,5	
-11	7	14,7	
-12	9	18,9	
-13	6	12,6	
-14	13	27,3	
-15	9	18,9	
-16	10	21,0	

O módulo de elasticidade do solo foi considerado como sendo o valor inteiro imediatamente superior à média aritmética obtida pelos valores de 1m até 16m, profundidade essa onde se localiza a ponta da estaca. Lembrando que esta alternativa de estimativa pode incorrer em consideráveis erros devido à alta variabilidade dos módulos de elasticidade em função da profundidade.

Baseados em dados presentes na literatura para o solo do tipo areia siltosa, o coeficiente de Poisson do solo ( $\nu_s$ ) adotado nesta pesquisa foi de 0,3.

### 3.7 ESCOLHA DO SILO E DEFINIÇÕES DAS CARGAS ATUANTES NA FUNDAÇÃO

Sendo a soja o grão de elevado valor econômico do estado de Mato Grosso, as cargas atuantes no silo serão em função desse grão. A seguir na Tabela 3.8 mostra o peso específico e o ângulo de atrito desses grãos sem considerar a compactação do grão.

**Tabela 3.8** - Valores do ângulo de atrito e peso específico aparente da soja e do milho de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980b).

Grão	Peso específico aparente médio (kN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito interno (°)
Soja	7,0	29

Tendo em vista que o valor fornecido do grão de soja pela NBR 6120 (ABNT, 1980b) não considera a compactação desse grão, que pode ocorrer por alguns fatores como o enchimento do silo pela parte superior, há a necessidade de se considerar um percentual de compactação. Considerando um fator de compactação de 6%, a Tabela 3.9 fornece o peso específico da soja.

**Tabela 3.9** - Valores do peso específico da soja e do fator de compactação (KEPLER WEBER, 2014).

<b>Grão</b>	<b>Peso específico da soja (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Fator de compactação (%)</b>
Soja	7,5	6

Dentre os silos disponíveis realizou-se a escolha de um modelo fornecido pela Kepler Weber (2014). A Tabela 3.10 fornece os dados referente ao seu diâmetro, a sua capacidade, o seu volume e a sua altura total, considerando o peso específico da soja com fator de compactação de 6%.

Como critério de análise, será considerada a capacidade máxima, ou seja, o silo estará submetido ao seu carregamento máximo para que assim a simulação da carga atuante na fundação referente aos grãos seja para o caso crítico.

**Tabela 3.10** – Parâmetros adotados para carga no silo (KEPLER WEBER, 2014).

<b>Diâmetro (m)</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Massa de soja (t)</b>	<b>Massa de soja<sup>3</sup> (t)</b>	<b>Altura total (m)</b>
18,19	6139,00	4604,00	4881,00	27,27

Além do peso da soja, há a carga do silo em si, ou seja, as partes metálicas e não metálicas que compõem o silo também serão transferidas à fundação.

Como critério de análise, o peso próprio do silo vazio será estimado como sendo a soma do peso próprio do telhado com o peso próprio das paredes laterais. Segundo Scalabrin (2008), para silos com o diâmetro entre 14,55m e 32,74m a carga distribuída do telhado para um primeiro cálculo fica em torno de 35kgf/m<sup>2</sup>. Ademais, será considerado que o peso próprio das paredes laterais tem como carga distribuída o valor de 65kgf/m<sup>2</sup>. Sendo assim, na Tabela 3.11 consta a carga do silo vazio.

<sup>3</sup> Capacidade do silo, considerando um fator de compactação de 6%.

**Tabela 3.11** – Carga da parte metálica do silo.

<b>CARGA DO SILO</b>			
<b>Diâmetro (m)</b>	<b>Área da base (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga distribuída (kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga (kgf)</b>
18,19	259,87	100	25986,95

Ademais, a carga devido ao peso próprio do silo e ao peso dos grãos de soja foram consideradas uniformemente distribuídas na base do radier estaqueado, elemento de fundação de interesse desta pesquisa. Mesmo que as cargas do silo em sua capacidade máxima não sejam distribuídas de forma totalmente igualitária na base da fundação, essa alternativa de análise (considerando uniforme) foi utilizada para validar tanto a modelagem analítica como numérica.

### *3.8 METODOLOGIA PARA ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA*

Inicialmente, para a estimativa da capacidade de carga de estacas utilizou-se de métodos semi-empíricos que têm como um dos parâmetros o ensaio de SPT e ela foi calculada de forma analítica. Sendo escolhido para demais análises a média dos valores da capacidade de carga.

Já no cálculo da capacidade de carga do radier isolado o método utilizado será o método clássico de Terzaghi (1943) com a alteração do coeficiente  $N_y$ , estimado por Coduto (2001).

Obtidos os valores teóricos da capacidade de carga das estacas isoladas e do radier isolado, foram realizadas análises sobre a capacidade de carga total do radier estaqueado (utilização em conjunto do radier isolado com as estacas).

Na análise do radier estaqueado, será considerado que não há interação entre os elementos desse tipo de fundação, sendo a capacidade de carga estimada pela soma da capacidade de carga do grupo de estacas e do radier isolado.

### *3.9 METODOLOGIA PARA ANÁLISE DOS RECALQUES*

Após ter realizado a análise da capacidade de carga, será feito uma análise de recalques a partir de modelagem numérica utilizando o programa Abaqus.

Em relação a confecção dos modelos, será definido as geometrias em AutoCad e exportadas para o Abaqus/CAE, onde serão definidos os parâmetros do concreto e do solo.

Serão utilizados os parâmetros do solo da região estudada (Mato Grosso) como entrada para o programa. Os parâmetros, considerando o modelo elástico linear, serão a massa específica, o módulo de Young, o coeficiente de Poisson, além de outros parâmetros como os contatos entre os elementos.

Para a etapa de simulação serão definidas as “ties”. Os nós dos modelos serão o contato entre cada estaca e a superfície do radier, sendo que o topo das estacas será definido como “superfície escrava” e o radier como “superfície mestre”.

Serão elaborados diversos modelos de radiers estaqueado circular, onde serão feitas configurações para as posições das estacas. Estes modelos serão simulados no programa para a análise dos recalques e em seguida será feita uma comparação entre os resultados de cada modelo.

Cada configuração de estaqueamento será feita de forma simétrica em relação ao centro do radier.

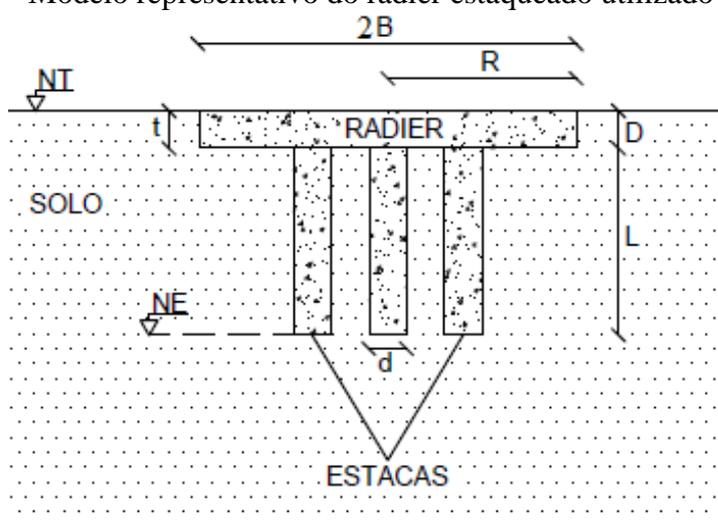
Obtidos os resultados da simulação, será utilizado o Abaqus/Viewer para analisar os campos de deformações e de posse dos resultados, serão plotados gráficos para análise dos dados de recalques para cada configuração.

## 4 ANÁLISES E RESULTADOS DA CAPACIDADE DE CARGA

### 4.1 MODELO PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DO RADIER ESTAQUEADO

O modelo para a estimativa da capacidade de carga do radier estaqueado será tal que a base do radier isolado ficará ligado ao topo das estacas na cota de assentamento do radier. A superfície do radier será considerada na cota do terreno e as pontas das estacas serão colocadas em uma profundidade em relação à superfície conforme Figura 4.1, onde todas as medidas de profundidade são tomadas em relação ao nível do terreno.

**Figura 4.1** – Modelo representativo do radier estaqueado utilizado para análise.



Na Figura 4.1 o NT é o nível do terreno, o NE é o nível da ponta das estacas (16m), o D é a profundidade de assentamento (0,5m), o 2B é o diâmetro da base do radier (20m), o R é o raio do radier (10m), o L é o comprimento da estaca (15,5m), o d é o diâmetro da estaca (0,8m) e o t é a espessura do radier (0,5m).

O raio do radier foi adotado como sendo o raio inteiro superior ao raio do silo, ou seja, de 10m, uma vez que o raio do silo é de 9,095m.

#### 4.1.1 Estimativa da capacidade de carga da estaca hélice contínua

Nesta sessão será estimada a capacidade de carga de uma estaca hélice contínua utilizando diferentes métodos.

Para a estimativa da capacidade de carga da estaca hélice, utilizou-se os dados do ensaio de SPT e considerou-se como para o tipo de solo uma areia siltosa, além dos dados da Tabela 4.1 abaixo, referente às dimensões da estaca.

**Tabela 4.1 – Dados da estaca.**

<b>DADOS DA ESTACA</b>	
Tipo:	Hélice Contínua
Diâmetro (cm):	80,00
Comprimento (m):	15,50

Como a pesquisa se encontra no âmbito acadêmico, a resistência de ponta foi considerada em sua integridade, o que em um caso de projeto, poderia ser considerada em parte, devido ao tipo de solo e ao ensaio de SPT, que apresenta um comportamento sazonal.

#### *4.1.1.1 Estimativa pelo método de Aoki-Velloso*

Para a estimativa da capacidade de carga da estaca hélice contínua pelo método de Aoki-Velloso utilizou-se a Eq. 2.2, lembrando que para este método se utilizou valores de F1 e F2 obtidos por trabalhos de final de curso da UFRJ e citadas por Velloso (2010).

O valor da área considerada na resistência de ponta foi a de um círculo com diâmetro igual a perímetro igual 80 cm. Os valores da resistência de ponta se encontram na Tabela 4.2.

O parâmetro F1 foi referente ao tipo de estaca e o fator k referente ao tipo de solo, adotado, neste caso, como areia siltosa, valor esse constante nas Tabelas disponíveis por Aoki-Velloso.

**Tabela 4.2 – Resistência de ponta pelo método de Aoki-Velloso.**

<b>RESISTÊNCIA DE PONTA</b>	
Ap (cm <sup>2</sup> ):	5026,55
NSPT:	10
k (kgf/cm <sup>2</sup> ):	8
F1:	2
Qp (kgf)	201061,93

Já a resistência de fuste se encontra na Tabela 4.3, onde a estimativa foi realizada considerando o somatório da resistência do fuste a cada metro. O fator F2 depende do tipo de estaca.

**Tabela 4.3** – Resistência de fuste pelo método de Aoki-Velloso.

<b>RESISTÊNCIA DE FUSTE</b>			
U (cm):	251,33		
$\alpha$ (%):	2		
k (kgf/cm <sup>2</sup> ):	8		
F2	4		
Intervalo do ensaio	$\Delta L$ (cm)	NSPT	Qf
0-1	50	0	0,00
1-2	100	1	1005,31
2-3	100	1	1005,31
3-4	100	2	2010,62
4-5	100	4	4021,24
5-6	100	4	4021,24
6-7	100	4	4021,24
7-8	100	4	4021,24
8-9	100	5	5026,55
9-10	100	6	6031,86
10-11	100	5	5026,55
11-12	100	7	7037,17
12 -13	100	9	9047,79
13 -14	100	6	6031,86
14-15	100	13	13069,03
15-16	100	9	9047,79
Total (kgf):	80424,77		

Como a capacidade de carga é a soma da resistência de ponta da estaca e a do fuste, ela se encontra na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4** – Capacidade de carga pelo método de Aoki-Velloso.

<b>CAPACIDADE DE CARGA</b>	
Qp (kgf)	201061,93
Qf (kgf)	80424,77
Qu (kgf)	281486,70

#### 4.1.1.2 Estimativa pelo método de Décourt-Quaresma

Na estimativa de carga da estaca hélice contínua pelo método Décourt-Quaresma se utilizou a Eq. 2.6, devido possuir associação com o tipo de estaca (hélice contínua), objetivo desta pesquisa.

No cálculo da resistência de ponta utilizou a média dos valores do  $N_{SPT}$  em três níveis diferentes, sendo eles no nível da ponta da estaca (16 m) um metro acima (15 m) e um metro abaixo (17 m).

Os valores utilizados de  $N_{SPT}$  para o cálculo da resistência do fuste não englobam os já utilizados para o cálculo da resistência de ponta e considera os valores de  $N_{SPT}$  menores que três iguais a três por meio da Eq. 2.7.

Devido ao fato de o método inicial de Décourt-Quaresma não considerar uma gama maior de solos, se utilizou como parâmetro de entrada o solo do tipo “areias” para o cálculo da resistência de ponta e de fuste.

A estimativa da resistência de ponta se encontra na Tabela 4.5.

**Tabela 4.5 – Resistência de ponta pelo método de Décourt-Quaresma.**

<b>RESISTÊNCIA DE PONTA</b>	
$A_p$ (cm <sup>2</sup> ):	5026,55
$N_{SPTp}$ :	10
$K$ (kgf/cm <sup>2</sup> ):	4
$\alpha$ :	0,3
$Q_p$ (kgf)	60318,58

A resistência de fuste se encontra na Tabela 4.6, onde a estimativa foi realizada considerando a resistência média por atrito ao longo do fuste.

**Tabela 4.6 – Resistência de fuste pelo método de Décourt-Quaresma.**

<b>RESISTÊNCIA DE FUSTE</b>	
$U$ (m):	2,51
$L$ (m)	10
$N_{SPTf}$	5,43
$Pat$ (tf/m <sup>2</sup> )	2,81
$\beta$	1,00
$Q_f$ (tf)	70,61
$Q_f$ (kgf)	70611,03

Logo a capacidade de carga é a soma da resistência de ponta da estaca e a do fuste, onde se encontra na Tabela 4.7.

**Tabela 4.7** – Capacidade de carga pelo método de Décourt-Quaresma.

<b>CAPACIDADE DE CARGA</b>	
Qp (kgf)	60318,58
Qf (kgf)	70611,03
Qu (kgf)	130929,61

#### 4.1.1.3 Estimativa pelo método de Vorcaro-Velloso

Na estimativa de carga da estaca hélice contínua pelo método de Vorcaro-Velloso utilizaram-se as Eq. 2.12 e 2.27. Vale lembrar que esse método associa o cálculo da capacidade de carga ao tipo de estaca e ao grupo de solo.

Para a estaca hélice, o método considerou que há pouca influência do solo na capacidade de carga, posto isso, no método para todos os grupos de solo para a análise da estaca hélice é apresentada uma única equação.

No cálculo dos dados de entrada para a resistência de ponta (XP) utilizou o valor do  $N_{SPT}$  no nível da ponta da estaca (16m), constante na Tabela 4.8.

**Tabela 4.8** – Dado de entrada para o cálculo da resistência de ponta pelo método de Vorcaro-Velloso.

<b>DADOS PARA CALCULO DA RESISTÊNCIA DE PONTA</b>	
$A_p$ (m <sup>2</sup> ):	0,50
$N_{SPTp}$ :	10
XP	5,03

Já o valor do dado de entrada para o cálculo da resistência de fuste (XF) foi obtida pela estimativa do somatório da resistência do fuste a cada metro conforme se encontra na Tabela 4.9 abaixo.

**Tabela 4.9** – Dado de entrada para o cálculo da resistência de fuste pelo método de Vorcaro-Velloso.

<b>RESISTÊNCIA DE FUSTE</b>			
U (m):	2,51		
Intervalo do ensaio	$\Delta L$ (cm)	NSPT	XF
0-1	0,5	0	0
1-2	1	1	2,51
2-3	1	1	2,51
3-4	1	2	5,03
4-5	1	4	10,05
5-6	1	4	10,05
6-7	1	4	10,05
7-8	1	4	10,05
8-9	1	5	12,57
9-10	1	6	15,08
10-11	1	5	12,57
11-12	1	7	17,59
12-13	1	9	22,62
13-14	1	6	15,08
14-15	1	13	32,67
15-16	1	9	22,62
Total:	201,06		

Após os dados de entrada, se determinou a capacidade de carga da estaca hélice contínua (Tabela 4.10).

**Tabela 4.10** – Capacidade de carga pelo método de Vorcaro-Velloso.

<b>CAPACIDADE DE CARGA</b>	
QEST (kN)	1747,70
QEST (kgf)	178155,31

Foi adotada como aproximação para aceleração da gravidade o valor de  $9,81\text{m/s}^2$ .

#### 4.1.1.4 Estimativa pelo método de Antunes-Cabral

Na estimativa de carga da estaca hélice contínua pelo método Antunes-Cabral se utilizou a Eq. 2.30.

No cálculo da resistência de ponta utilizou o valor do  $N_p$  na ponta da estaca, ou seja, em 16 m de profundidade.

Os valores utilizados de  $N_f$  para o cálculo da resistência do fuste consideram cada valor por metro da cota inicial até a cota requerida, no caso a cota de 16m.

Devido ao fato de o método de Antunes e Cabral não considerar uma gama maior de solos, se utilizou como parâmetro de entrada solo do tipo areia, embora o solo do campo experimental seja classificado como areia siltosa.

Além disso devido ao solo em questão ser composto em sua maior parte por areia e silte, tomou-se como valor de  $\beta_1'$  e  $\beta_2'$  o valor inferior da areia proposto pela Tabela dos fatores  $\beta_1'$  e  $\beta_2'$  disponibilizadas por Antunes e Cabral.

Assim sendo a estimativa da resistência de ponta se encontra na Tabela 4.11.

**Tabela 4.11** – Resistência de ponta pelo método de Antunes-Cabral.

<b>RESISTÊNCIA DE PONTA</b>	
$A_p$ (cm <sup>2</sup> ):	5026,55
$\beta_2'$	2
$N_p$ :	10
$Q_p$ (kgf)	100530,96

A resistência de fuste se encontra na Tabela 4.12, onde a estimativa foi realizada a cada metro ao longo do fuste.

**Tabela 4.12** – Resistência de fuste pelo método de Antunes-Cabral.

<b>RESISTÊNCIA DE FUSTE</b>			
U (cm):	251,33		
$\beta_1'$ :	0,04		
Intervalo do ensaio	$\Delta L$ (cm)	Nf	Q <sub>f</sub>
0-1	50	0	0,00
1-2	100	1	1005,31
2-3	100	1	1005,31
3-4	100	2	2010,62
4-5	100	4	4021,24
5-6	100	4	4021,24
6-7	100	4	4021,24
7-8	100	4	4021,24
8-9	100	5	5026,55
9-10	100	6	6031,86
10-11	100	5	5026,55
11-12	100	7	7037,17
12-13	100	9	9047,79
13-14	100	6	6031,86
14-15	100	13	13069,03
15-16	100	9	9047,79
Total (kgf):	80424,77		

Logo a capacidade de carga é a soma da resistência de ponta da estaca e a do fuste, onde se encontra na Tabela 4.13

**Tabela 4.13** – Capacidade de carga pelo método de Antunes-Cabral.

<b>CAPACIDADE DE CARGA</b>	
Q <sub>p</sub> (kgf)	100530,96
Q <sub>f</sub> (kgf)	80424,77
Q <sub>u</sub> (kgf)	180955,74

#### 4.1.1.5 Estimativa final da capacidade de carga

Por meio da estimativa da capacidade de carga de diferentes métodos, se faz necessária a definição da capacidade de uma estaca. Na Tabela 4.14 abaixo constam os valores de capacidade de carga estimada pelos métodos propostos e a média entres os devidos valores.

**Tabela 4.14** – Capacidade de carga pelos diferentes métodos e pela prova de carga.

<b>CAPACIDADE DE CARGA</b>				
Dados da estaca			Métodos	Capacidade de carga (kgf)
Tipo	Diâmetro (m)	Comprimento (m)		
Hélice contínua	0,8	15,5	Aoki-Velloso	281486,70
			Décourt-Quaresma	130929,61
			Vorcaro-Velloso	178155,31
			Antunes-Cabral	180955,74
Média				192881,84

Como se pode inferir da Tabela 4.14, a estimativa pelo método de Aoki-Velloso foi a que resultou a maior a capacidade de carga, situada em 2281486,70 kgf, isso se deu devido à sensibilidade deste método quanto a resistência de ponta. Quanto a utilização deste método, pode-se perceber que ele depende altamente da escolha do solo, em especial à sua resistência de ponta.

Por outro lado, o método de Décourt-Quaresma se mostrou o método com a menor capacidade de carga entre os métodos propostos para a estaca hélice contínua, tal fato pode ser devido ao coeficiente  $\alpha$  utilizado para a estimativa da resistência de ponta

A estimativa da capacidade de carga pelos métodos de Vorcaro-Velloso e Antunes-Cabral ficaram mais próximos da média dos métodos.

Devido à variabilidade do solo e dos parâmetros sugeridos por cada autor para a estimativa da capacidade de carga, pode incorrer em erros significativos, caso a estimativa seja feita de forma arbitrária.

Com o uso destes métodos, percebe-se ainda que uma boa estimativa depende da experiência do Engenheiro de Fundações, pois alguns métodos possuem opções de solos mais genéricos como é o caso do método de Décourt-Quaresma e o de Antunes-Cabral, outros métodos para a estaca hélice consideram que há pouca influência o tipo de solo como o de Vorcaro-Velloso.

Posto isto, a estimativa da capacidade de carga final será a média entre todos os valores obtidos pelos métodos semi-empíricos utilizados, sendo essa de 192881,84 kgf.

#### **4.1.2 Estimativa da capacidade de carga do radier isolado**

Como o solo do campo experimental na cota de assentamento do radier se assemelha a um solo com características colapsível de acordo com alguns critérios como o índice de vazios propostos por Soares (2016), a possibilidade de ruptura localizada é significativa. Assim sendo, será descrito abaixo a estimativa da capacidade de carga do radier isolado, com ruptura localizada, obtidas pelos critérios de Terzaghi (1943).

Como critério de análise, o solo em que o radier será apoiado é referente a camada em uma profundidade de 0,5m da superfície do campo experimental. A análise foi feita para dois cenários, onde no primeiro cenário o solo possui coesão de 7,17 kPa e ângulo de atrito  $21^\circ$ , obtidos por meio de ensaio triaxial Consolidado, Não Drenado (CU) e o segundo cenário possui coesão de 29,09 kPa e ângulo de atrito  $6^\circ$ , obtidos por meio de ensaio triaxial Não Consolidado, Não Drenado (UU).

Na Tabela 4.15 constam os valores utilizados para o cálculo da capacidade de carga para a ruptura localizada na condição UU e a Tabela 4.16 na condição CU. Lembrando que para os cenários utilizou-se as Eq. 2.33, 2.34 e 2.37 para a obtenção dos fatores de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ , respectivamente. Ademais se utilizou a redução do ângulo de atrito (Eq. 2.39) e da coesão (Eq. 2.40) propostos por Terzaghi (1943) para ruptura localizada.

**Tabela 4.15** – Capacidade de carga por ruptura generalizada pelo método de Terzaghi (1943) com parâmetros do solo obtidos na condição UU.

<b>NÃO CONSOLIDADO, NÃO DRENADO (UU)</b>		
<b>RUPTURA LOCALIZADA <math>N_c</math>, <math>N_q</math> POR PRANDTL (1920) E REISSNER (1924) e <math>N_\gamma</math> POR CODUTO (2001)</b>		
Coesão	$c$ (kPa):	29,09
Ângulo de atrito	$\varphi$ (°):	6,0
Coesão corrigida para ruptura localizada	$c'$ (kPa):	19,39
Ângulo de atrito corrigido para ruptura localizada	$\varphi'$ (°):	4,01
Fatores da capacidade de carga	$N_c$ :	6,97
	$N_q$ :	1,49
	$N_\gamma$ :	0,34
Raio do radier	$R$ (m):	10
Profundidade de assentamento	$D$ (m):	0,5
Peso específico natural do solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ):	13,33
Tensão de ruptura	$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	212,81
Capacidade de carga em kN	QR (kN):	$6,69 \times 10^4$
Capacidade de carga em kgf	QR (kgf):	$6,69 \times 10^6$

**Tabela 4.16** – Capacidade de carga por ruptura generalizada pelo método de Terzaghi (1943) com parâmetros do solo obtidos na condição CU.

<b>CONSOLIDADO, NÃO DRENADO (CU)</b>		
<b>RUPTURA LOCALIZADA <math>N_c</math>, <math>N_q</math> POR PRANDTL (1920) E REISSNER (1924) e <math>N_\gamma</math> POR CODUTO (2001)</b>		
Coesão	$c$ (kPa):	7,16
Ângulo de atrito	$\varphi$ (°):	21,00
Coesão corrigida para ruptura localizada	$c'$ (kPa):	4,77
Ângulo de atrito corrigido para ruptura localizada	$\varphi'$ (°):	14,35
Fatores da capacidade de carga	$N_c$ :	12,37
	$N_q$ :	4,17
	$N_\gamma$ :	2,41
Raio do radier	$R$ (m):	10
Profundidade de assentamento	$D$ (m):	0,5
Peso específico natural do solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ):	13,33
Tensão de ruptura	$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	296,87
Capacidade de carga em kN	QR (kN):	$9,33 \times 10^4$
Capacidade de carga em kgf	QR (kgf):	$9,33 \times 10^6$

Como se pode perceber pelas Tabelas acima, o pior cenário para capacidade de carga do radier isolado foi na condição UU. Por consequência, os parâmetros CU apresentam uma maior capacidade de carga, o que é de se esperar uma vez que o solo nesse cenário é consolidado, melhorando de certa forma sua resistência.

#### 4.1.3 Capacidade de carga do radier estaqueado.

Para a capacidade de carga do radier estaqueado foi considerado dois cenários, um referente aos dados obtidos pelo ensaio triaxial UU e outro pelo ensaio triaxial CU, ensaios esses que traduzem diretamente a capacidade de carga da fundação superficial, ou seja, a capacidade de carga do radier isolado no caso analisado.

Os valores obtidos pelo ensaio triaxial traduzem o comportamento do solo levando em conta alguns fatores como o tipo de carregamento e a velocidade de carregamento.

Assim sendo, abaixo constam duas análises para a capacidade de carga do radier estaqueado. A capacidade de carga do radier estaqueado será, portanto, a soma da capacidade de carga do radier isolado, considerando parâmetros obtidos por meio dos ensaios UU e CU, com a capacidade de carga de todas as estacas (grupo de estacas) conforme Tabela 4.17, onde  $n$  é o número de estacas.

**Tabela 4.17** – Capacidade de carga do radier estaqueado.

<b>CAPACIDADE DE CARGA DO RADIER ESTAQUEADO</b>		
<b>Considerações</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Capacidade de carga (kgf)</b>
Método de Terzaghi com parâmetros do Ensaio triaxial UU	$Q_R$	$6,686 \times 10^6$
Média dos Métodos	$Q_{PG}$	$0,193 \times 10^6$
<b>Total</b>	<b><math>Q_{PR}</math></b>	<b><math>6,686 \times 10^6 + 0,193 \times 10^6 n</math></b>
Método de Terzaghi com parâmetros do Ensaio triaxial CU	$Q_R$	$9,326 \times 10^6$
Média dos Métodos	$Q_{PG}$	$0,193 \times 10^6$
<b>Total</b>	<b><math>Q_{PR}</math></b>	<b><math>9,326 \times 10^6 + 0,193 \times 10^6 n</math></b>

Entretanto, é sabido ainda que a carga aplicada na base do silo, não se distribui igualmente entre os elementos, devido a rigidez dos elementos e a interação entre esses elementos, portanto a capacidade de carga deve ser ajustada por um fator  $\alpha$  e  $\beta$  segundo Akinmusuru (1973) *apud* Sales (2000).

Assim, a capacidade de carga do radier estaqueado deve ser estimada pelos dados da Tabela 4.18, onde  $\alpha$  é o fator de aumento da capacidade de carga do grupo de estacas oriundo da interação radier-solo-estacas e  $\beta$  é o fator de aumento de capacidade de carga decorrente do efeito de grupo das estacas.

**Tabela 4.18** – Capacidade de carga do radier estaqueado considerando  $\beta$  e  $\alpha$ .

<b>CAPACIDADE DE CARGA DO RADIER ESTAQUEADO</b>		
<b>Considerações</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Capacidade de carga (kgf)</b>
Método de Terzaghi com parâmetros do Ensaio triaxial UU	$Q_R$	$6,686 \times 10^6$
Média dos Métodos	$Q_{PG}$	$0,193 \times 10^6$
<b>Total</b>	<b><math>Q_{PR}</math></b>	<b><math>\beta 6,686 \times 10^6 + \alpha 0,193 \times 10^6 n</math></b>
Método de Terzaghi com parâmetros do Ensaio triaxial CU	$Q_R$	$9,326 \times 10^6$
Média dos Métodos	$Q_{PG}$	$0,193 \times 10^6$
<b>Total</b>	<b><math>Q_{PR}</math></b>	<b><math>\beta 9,326 \times 10^6 + \alpha 0,193 \times 10^6 n</math></b>

#### 4.2 COMPARAÇÃO ENTRE A CARGA ADMISSÍVEL E A CARGA DO SILO EM SUA CAPACIDADE MÁXIMA

Para essa comparação deve-se introduzir o termo tensão admissível, que pode ser definido como a tensão na ruptura minorada por um fator de segurança. A NBR 6122 (ABNT, 2010a), salienta que deve ser usado fator de segurança global ou fatores de segurança parciais.

Sendo usado, na presente pesquisa, para efeito de análise o fator de segurança global. A NBR 6122 (ABNT, 2010a), determina que o fator de segurança global deve ser de no mínimo 3 para as fundações superficiais utilizando métodos semi-empíricos e analíticos, quando não se dispõe de duas ou mais provas de carga, caso do radier isolado.

Já para as fundações profundas calculadas por métodos semi-empíricos o fator de segurança utilizado para as tensões admissíveis é de 2 (NBR 6122 ABNT, 2010a). Caso em que se enquadra à estaca analisada.

Além disso, pode-se também trazer o conceito de carga admissível, que é a razão entre a capacidade de carga e o fator de segurança.

##### 4.2.1 Radier estaqueado

Para o radier adotou-se o fator de segurança de 3 e para as estacas o fator de segurança de 2, conforme descrito na Tabela 4.19 abaixo.

**Tabela 4.19** – Carga admissível.

<b>CARGA ADMISSÍVEL PARA O ENSAIO UU</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Fator de segurança</b>	<b>Carga admissível</b>	
Radier	3	$Q_{RADM}$ (kgf):	$2,229 \times 10^6$
Grupo de estacas	2	$Q_{PGADM}$ (kgf):	$0,096 \times 10^6$
Radier estaqueado	-	$Q_{PRADM}$ (kgf):	$\beta 2,229 \times 10^6 + \alpha 0,096 \times 10^6 n$
<b>CARGA ADMISSÍVEL PARA O ENSAIO CU</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Fator de segurança</b>	<b>Carga admissível</b>	
Radier	3	$Q_{RADM}$ (kgf):	$3,109 \times 10^6$
Grupo de estacas	2	$Q_{PGADM}$ (kgf):	$0,096 \times 10^6$
Radier estaqueado	-	$Q_{PRADM}$ (kgf):	$\beta 3,109 \times 10^6 + \alpha 0,096 \times 10^6 n$

A carga do silo e da soja se encontra na Tabela 4.20, lembrando que foi considerado para a análise a soja compactada em 6%.

**Tabela 4.20** – Carga do silo em sua capacidade máxima.

<b>CARGA DO SILO</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Carga (kgf)</b>
Soja	$4,881 \times 10^6$
Silo metálico	$0,026 \times 10^6$
Total:	$4,907 \times 10^6$

Posto isto, deve-se ainda acrescentar a carga devido ao peso próprio do radier com as dimensões definidas, para isso a massa específica do concreto adotada foi de  $2500 \text{ kgf/m}^3$ . Os valores de carga constam na Tabela 4.21 abaixo.

**Tabela 4.21** – Carga devido ao peso próprio do radier.

<b>Elemento</b>	<b>Material</b>	<b>Massa específica (kgf/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Raio (m)</b>	<b>Espessura (m)</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Carga (kgf)</b>
Radier	Concreto	2500	10	0,5	157,08	$0,393 \times 10^6$

Assim sendo, na Tabela 4.22 constam os valores definidos da carga do silo em sua capacidade máxima e da carga devido ao peso próprio do radier.

**Tabela 4.22** – Carga total do silo e do radier.

<b>Elemento</b>	<b>Material</b>	<b>Carga (kgf)</b>
Silo	Soja	4,881x10 <sup>6</sup>
	Silo metálico	0,026x10 <sup>6</sup>
Radier	Concreto	0,393x10 <sup>6</sup>
<b>Total</b>		<b>5,300x10<sup>6</sup></b>

Alisando as Tabelas acima, percebe-se que o valor da carga admissível do radier isolado não é suficiente para suportar o seu peso próprio e a carga do silo metálico em sua capacidade máxima tanto no cenário com ensaio triaxial UU quanto no CU, sendo necessário o acréscimo do grupo de estacas para tal finalidade.

Assim sendo, para que o radier estaqueado suporte toda a carga do silo em sua capacidade máxima, desconsiderando as interações entre os elementos e o efeito de grupo entre as estacas, seriam necessárias aproximadamente 32 estacas acrescidas ao radier isolado no caso UU e 23 estacas no caso CU.

Quando se compara a carga do silo mais o peso próprio do radier com a carga admissível do radier estaqueado, é preciso considerar os fatores  $\alpha$  e  $\beta$ , que segundo Akinmusuru (1973) *apud* Sales (2000), são fatores de aumento da capacidade de carga e conseqüente aumento da carga admissível, gerando um aumento no fator de segurança da fundação analisada.

A carga admissível da fundação do tipo radier estaqueado, nas configurações propostas (radier isolado + 32 estacas no caso UU e radier isolado + 23 estacas no caso CU) é suficiente para suportar a carga do silo em sua capacidade máxima, sem ao menos considerar os fatores  $\alpha$  e  $\beta$ .

## 5 ANÁLISES E RESULTADOS DE RECALQUES

### 5.1 PARÂMETROS DA MODELAGEM NUMÉRICA

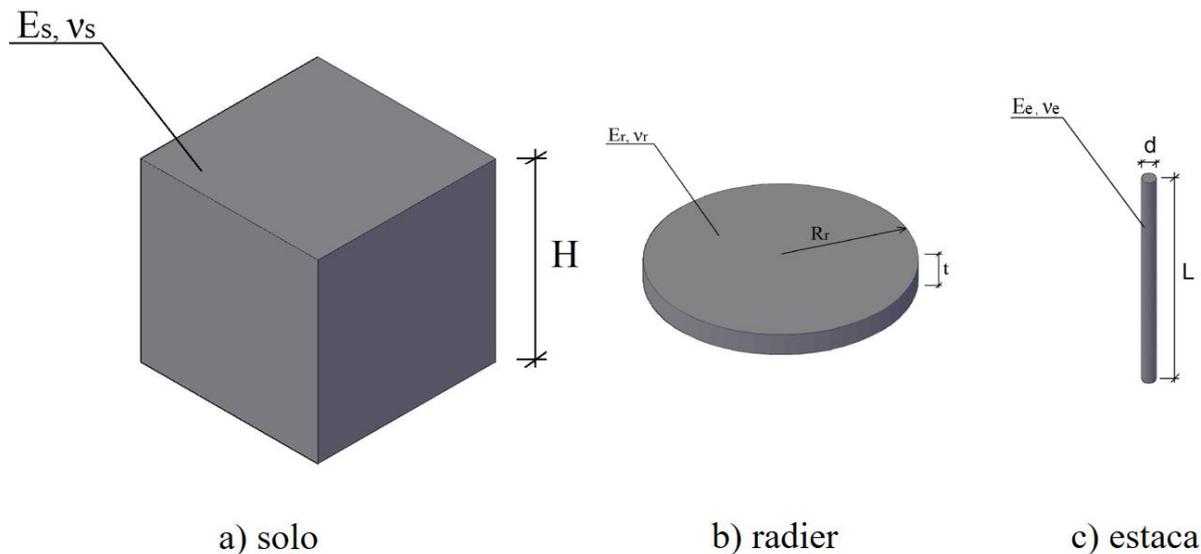
Cada modelo analisado foi definido, entre outros fatores, pela carga aplicada, pelo tipo solo em estudo e o pelo tipo de fundação, ou seja, o radier estaqueado. A seguir foram definidos os parâmetros que definem cada tipo de fundação.

#### 5.1.1 Parâmetros e geometria do solo e da fundação

O solo foi considerado homogêneo com as suas propriedades consideradas constantes ao longo de toda sua extensão (Figura 5.1a). Neste sentido, adotou-se uma camada de solo contendo o módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ), o coeficiente de Poisson do solo ( $\nu_s$ ), o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), a coesão do solo ( $c$ ) constantes ao longo de toda a sua extensão para cada caso considerado.

Cada tipo de fundação é composto por elementos tridimensionais, sendo que cada um deles possuem seus parâmetros específicos.

O radier isolado (Figura 5.1b) possui propriedades geométricas e físicas. Algumas propriedades físicas do radier são o seu módulo de elasticidade ( $E_r$ ) e seu coeficiente de Poisson ( $\nu_r$ ). Já as estacas (Figura 5.1c) possuem o seu módulo de elasticidade ( $E_e$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu_e$ ). Em resumo as geometrias e os elementos da fundação se encontram na Figura 5.1.



**Figura 5.1** – Geometria dos elementos da fundação.

### 5.1.2 Carregamento para análise de recalque

No caso do radier estaqueado, o carregamento, devido ao silo metálico em sua capacidade máxima e o peso próprio do radier isolado foi definido como uma carga uniformemente distribuída na base do radier conforme Tabela 5.1 abaixo. Como aproximação para a aceleração da gravidade, foi adotado o valor de 9,81m/s<sup>2</sup>.

**Tabela 5.1** – Carga uniformemente distribuída na base do radier devido ao peso do silo em sua capacidade máxima e ao peso próprio do radier.

Carga total (kgf)	Raio do radier (m)	Área da base do radier (m <sup>2</sup> )	Tensão (N/m <sup>2</sup> )
5,300x10 <sup>6</sup>	10,00	314,16	165489,06

### 5.2 PROPRIEDADES ELÁSTICAS DOS MATERIAIS

O material adotado para a análise do radier estaqueado e do anel estaqueado foi o concreto armado. Sendo que para um concreto com fck de 20 Mpa, tem-se, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014c), o módulo de elasticidade das estacas e do radier iguais a 21 GPa e o coeficiente de Poisson de 0,2. O módulo de elasticidade do solo varia em função da profundidade, porém nesta pesquisa ele foi considerado constante.

A Tabela 5.2 mostra os resultados para coeficientes de Poisson e módulos de elasticidade dos elementos da fundação.

**Tabela 5.2** – Propriedades elásticas dos materiais.

Material	v	E(GPa)
Radier (concreto armado)	0,2	21
Estaca (concreto armado)	0,2	21
Solo	0,3	0,012

### 5.3 RIGIDEZ RELATIVA DO RADIAR

A espessura do radier foi definida por meio da rigidez relativa entre o radier e o solo que segundo Brown (1969) *apud* Bacelar (2003), pode ser expressa por:

$$t = \left[ \frac{K_r E_s R^3}{E_r (1 - \nu_s^2)} \right]^{1/3} \quad (5.1)$$

onde,

t é a espessura do radier;

K<sub>r</sub> é a rigidez relativa do radier;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do solo;  
 $E_r$  é o módulo de elasticidade do radier;  
 $R$  é o raio do radier;  
 $\nu_s$  é o coeficiente de Poisson do solo.

Os valores da rigidez relativa ( $K_r$ ) foram variados em valores múltiplos de 10, começando em 0,001 e terminando em 100 de tal forma que foram obtidos valores da espessura ( $t$ ) de acordo com os resultados da Tabela 5.3, utilizando a Eq. 6.1 para um radier com o raio de 10 m e módulos de elasticidade do concreto e do solo de acordo com a Tabela 6.1.

**Tabela 5.3** – Espessura do radier em função da rigidez relativa do radier.

Rigidez relativa do radier	$K_r$ :	0,001	0,01	0,1	1	10	100
Espessura do radier	$t$ (m):	0,086	0,184	0,397	0,856	1,845	3,975

Para este projeto, escolheu-se utilizar um radier com a espessura de 0.5 m, espessura essa que correspondente a rigidez relativa 0,68, ou seja, foi escolhido um radier razoavelmente flexível. Essa espessura foi adotada, pois se mostra razoável para execução.

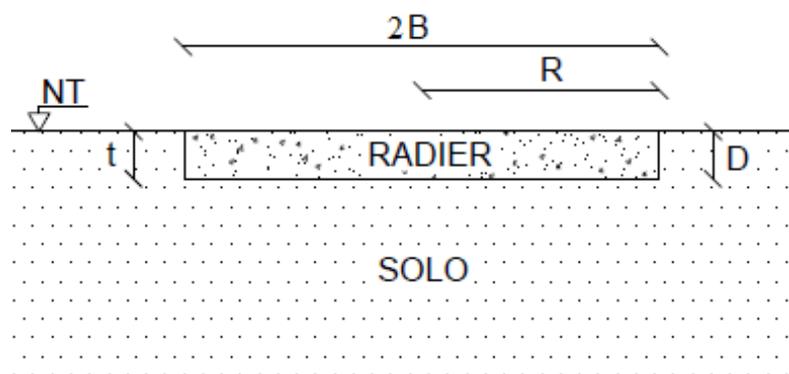
#### 5.4 ANÁLISE DE RECALQUES PARA UM RADIER ISOLADO E AFERIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Com o intuito de avaliar a precisão e a metodologia da modelagem numérica realizou-se um estudo do comportamento de radiers em relação aos recalques. Para tanto, foram realizadas análises com as suas espessuras variando em função da rigidez relativa.

Com o objetivo de comparar os resultados numéricos com soluções analíticas concebidas para um radier circular flexível e rígido, foi considerado um modelo linear elástico para o solo.

Os modelos de radiers foram feitos para espessura variando de acordo com os valores da Tabela 5.3, sendo que eles foram assentados no solo de modo que a cota de assentamento ( $D$ ) fosse igual a espessura ( $t$ ), ou seja, a superfície de cada radier ficou na cota do terreno de acordo com a Figura 5.2.

**Figura 5.2** – Modelo representativo do radier utilizado para análise.



As propriedades elásticas dos materiais foram definidas de acordo com a Tabela 5.2 e o raio do radier foi mantido como sendo de raio igual a 10m. Para a análise de aferição do modelo e estudo do comportamento do radier isolado em função da sua rigidez relativa, adotou-se uma carga uniformemente distribuída na sua base de 165489,06 N/m<sup>2</sup>, carga essa devida ao peso do silo em sua capacidade máxima mais o peso próprio do radier de 0,5m.

Ademais, a carga foi mantida constante para todas as espessuras com o intuito de avaliar o comportamento dos recalques em função da rigidez conforme Tabela 5.4.

**Tabela 5.4** – Parâmetros dos modelos.

R (m)	Tensão (N/m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (Gpa)	ν <sub>s</sub>	E <sub>r</sub> (Gpa)	ν <sub>r</sub>
10	165489,06	0,012	0.3	21	0.2

Para simular o solo, foi utilizado um cubo com aresta medindo cem metros, sendo que as faces que compõem o fundo e as laterais foram engastadas e a face superior, onde encontra-se a superfície com o radier, foi considerada sem restrições.

Milovic (1970) *apud* Bacelar (2003), sugere que seja utilizada a Eq 5.1 para a estimativa do recalque de um radier circular flexível em regime linear elástico.

$$\rho = \frac{2qR}{E_s} I \quad (5.1)$$

onde,

ρ é o recalque em um ponto do radier circular;

q é a carga por unidade de área;

R é o raio do radier;

E<sub>s</sub> é o modulo de elasticidade do solo;

I é o fator de influência (I é igual a 0,75 e 0,44 para o centro e borda, respectivamente).

Já Poulos (1986) *apud* Bacelar (2003), sugere que seja utilizada a Eq 5.2 para a estimativa do recalque de um radier circular rígido, em regime linear elástico.

$$\rho = \frac{qR}{E_s} I \quad (5.2)$$

onde,

I é o fator de influência (I é igual a 1,1 para o centro e borda).

Após as devidas considerações, foram definidas malhas para as análises de precisão do modelo. Para tanto, se utilizou o radier com espessura de 0,5m e rigidez relativa de 0,680. A Figura 5.3 mostra as malhas e as devidas deformações.

A malha 1 (M1) foi a mais grosseira possuindo para os contornos do radier uma malha de 5 e um controle de malha para o solo, sendo de 5 no local onde o radier foi assente e 20 nas laterais do cubo.

A malha 2 (M2) possui no contorno do radier e contorno do cubo onde o radier foi assente o valor de 2 e contorno externo do cubo de 10.

As malhas 3 (M3) e 4 (M4) foram as mais densas, sendo que a primeira teve uma malha de 1 para o radier e contorno do solo em que o radier foi assente e de 10 para as arestas do cubo, já a M4 possui contorno do radier de 0.5 e contorno do cubo onde ele foi assentado e de 5 nas arestas do cubo.

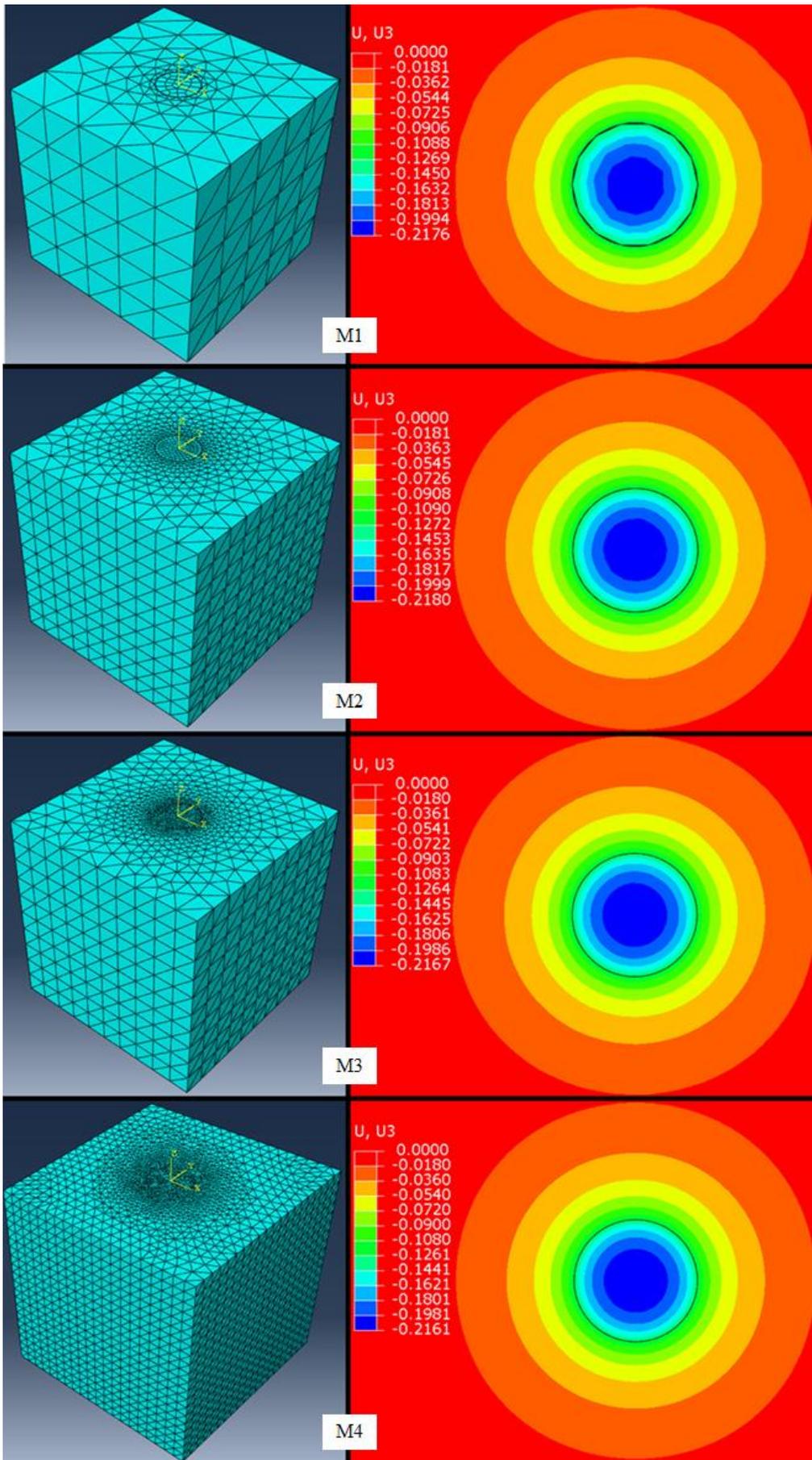


Figura 5.3 – Refinamento da malha.

Percebe-se pela Figura 5.3 que a precisão da deformação depende, dentre outros fatores, da densidade de malha. Sendo que o programa Abaqus tem uma melhor precisão para valores nos nós da malha, assim sendo, teoricamente a malha mais densa tem uma melhor precisão devido à quantidade de nós e subdivisões.

Pela Tabela 5.5 pode-se ter uma ideia da divergência dos recalques conforme o tipo de malha, sendo feita a análise em relação a malha mais densa, ou seja, a M4.

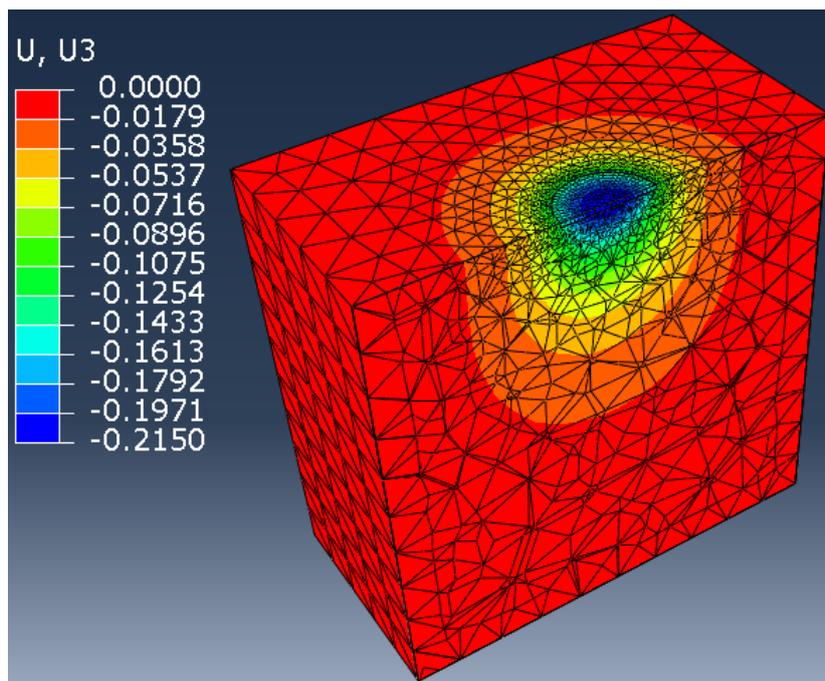
**Tabela 5.5** – Análise da deformação em função da densidade de malha.

Malha de referência		Malhas analisadas		Divergência em relação a malha de referência (%)
Malha	Deformação máxima (cm)	Malha	Deformação máxima (cm)	
M4	21,61	M1	21,76	0,69
		M2	21,80	0,88
		M3	21,67	0,28

Como pode-se perceber pela Tabela 5.5 as malhas divergiram em menos de 1% da malha mais densa no centro do radier. Contudo, o custo computacional quando se compara a malha mais densa (M4) com a malha menos densa (M1), a diferença é significativa. Vale destacar ainda que no contorno do radier a M1 possui uma menor precisão que as demais malhas, sendo que a M4 apresenta precisão maior nas bordas do radier.

Como algumas análises posteriores envolvem um grau de complexidade significativo, foram optadas por malhas em função do custo computacional.

Após o refinamento da malha, foi realizada a análise dos recalques em função da rigidez relativa, sendo avaliados os recalques no centro e na borda dos modelos de radier conforme Figura 5.4, se utilizando a malha M3.



**Figura 5.4** – Exemplo de recalque em metros do radier com rigidez relativa de 1.

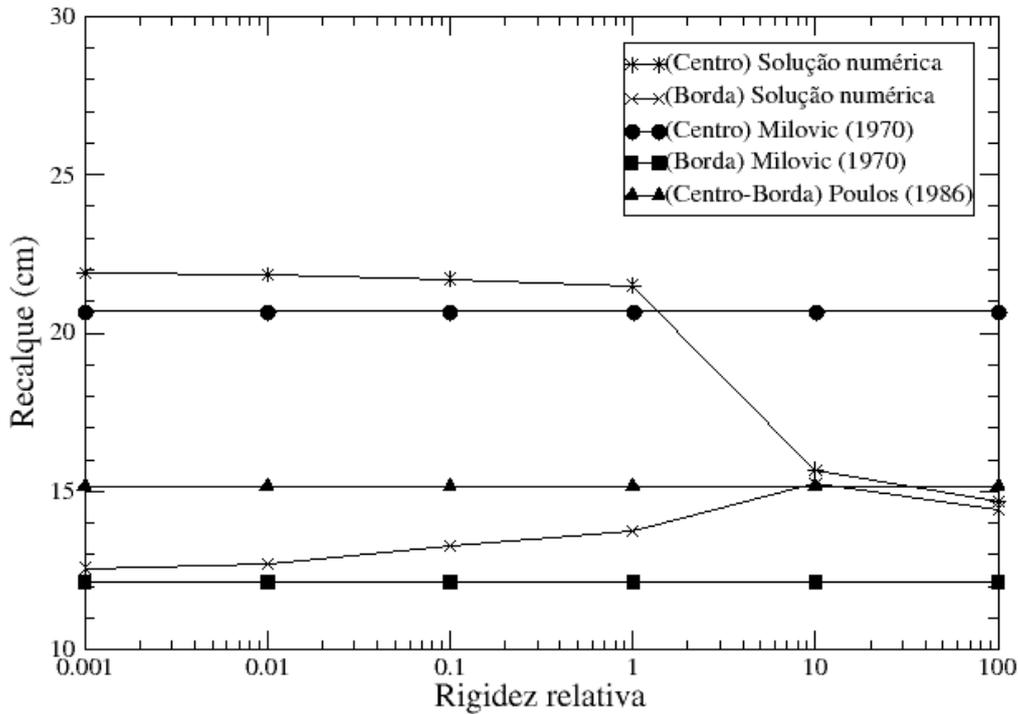
A Tabela 5.6 mostra os resultados obtidos da análise numérica para os recalques no centro e na borda do radier em comparação com os resultados analíticos obtidos pela Eq. 5.1 e Eq. 5.2.

**Tabela 5.6** – Recalques obtidos por meio analítico e numérico.

Rigidez relativa (Kr)	Recalque (cm)				
	Solução analítica Milovic (1970)		Solução analítica Poulos (1986)	Solução Numérica	
	Centro	Borda	Centro/Borda	Centro	Borda
0,001				21,89	12,58
0,01				21,84	12,70
0,1	20,69	12,14	15,17	21,71	13,29
1				21,50	13,77
10				15,69	15,26
100				14,70	14,45

Ademais, a Figura 5.5 demonstra as curvas de recalque em função da rigidez relativa para uma carga constante de 165489,06 N/m<sup>2</sup>, para todos os modelos no centro e na borda do radier, respectivamente.

## Recalque x Rigidez Relativa



**Figura 5.5** – Comportamento dos recalques em função da rigidez para uma carga constante.

Pela Tabela 5.6 e a Figura 5.5 percebe-se que com o aumento da rigidez do radier, o recalque no centro e na borda convergem para um mesmo valor. Notou-se ainda que pelo fato de o radier ser enterrado estando sujeito ao atrito lateral, o aumento da rigidez relativa e consequente aumento da espessura do radier provoca uma redução do recalque quando é mantido o mesmo carregamento.

Para a rigidez relativa de 10, o recalque se aproximou da equação analítica de Poulos (1986) com divergência de 3,43% e 0,59% no centro e borda respectivamente.

Os resultados numéricos para a rigidez relativa de 0,001 e 0,01 divergiram em 5,82% e 5,58%, respectivamente para o recalque no centro e 3,66% e 4,65% para o recalque na borda em relação a equação de Milovic (1970).

Em resumo a divergência entre a solução numérica e a solução analítica de Milovic (1970) e de Poulos (1986) se encontram na Tabela 5.7.

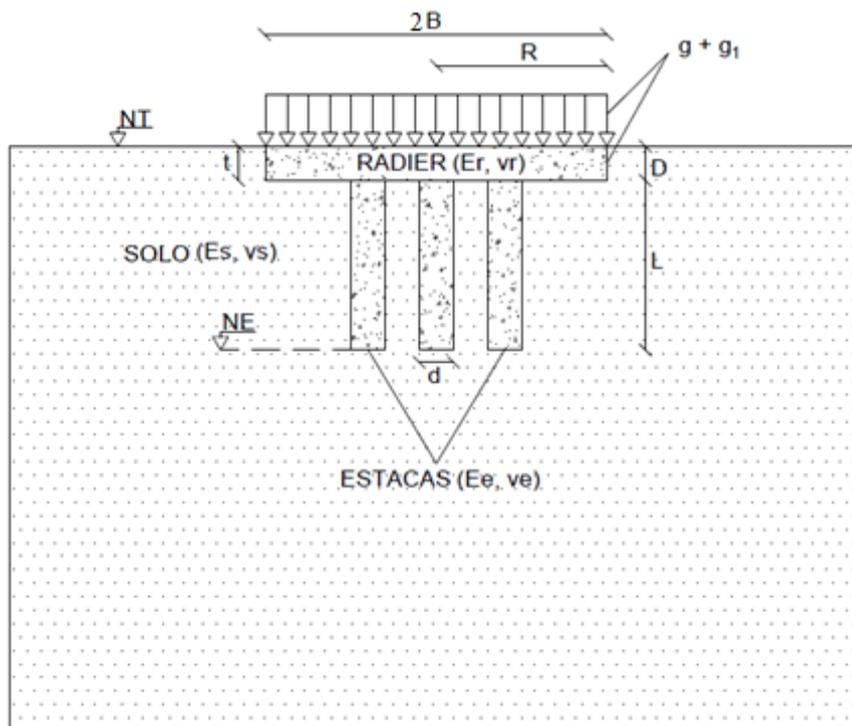
**Tabela 5.7** – Divergência entre resultados numéricos e analíticos.

Rigidez relativa ( $K_r$ )	Divergência da solução numérica (%)			
	Milovic (1970)		Poulos (1986)	
	Centro	Borda	Centro	Borda
0,001	5,82	3,66	44,30	17,07
0,01	5,58	4,65	43,97	16,28
0,1	4,95	9,51	43,11	12,39
1	3,93	13,47	41,73	9,23
10	24,15	25,74	3,43	0,59
100	28,94	19,07	3,10	4,75

Tendo em vista as análises, o cubo com aresta de cem metros foi suficiente para que a interferência entre os contornos e as deformações em tornos do radier com precisão na quinta casa decimal. Sendo assim, foi adotado essas dimensões do cubo representativo para o solo para as posteriores do radier estaqueado.

### 5.5 CONFIGURAÇÕES DE RADIER ESTAQUEADO ANALISADOS

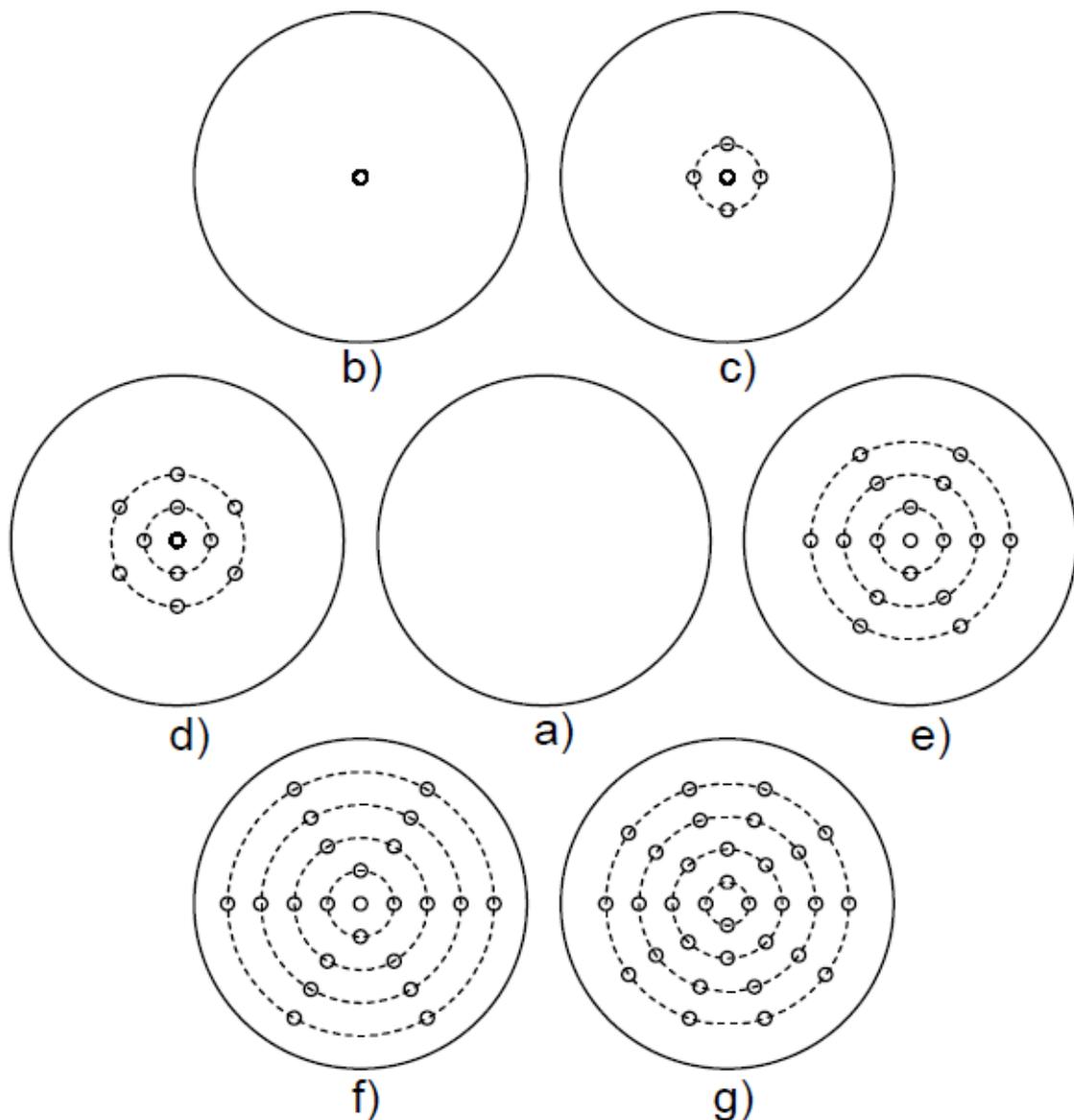
Foram estudados o comportamento dos radiers estaqueados em diversas configurações, variando-se o número de estacas para uma mesma carga, devido ao peso próprio do radier circular ( $g_1$ ) e ao peso do silo em sua capacidade máxima ( $g$ ) conforme Figura 5.6.



**Figura 5.6** – Vista lateral genérica do radier estaqueado utilizado.

Na Figura 5.6, o  $L$  é o comprimento das estacas, igual a 15,5m; o  $d$  é o diâmetro das estacas, igual a 0,8m; o  $t$  é a espessura do radier, igual a 0,5m; o  $D$  é a profundidade de assentamento, igual a 0,5m; o  $2B$  é o diâmetro do radier, igual a 20m; o  $R$  é o raio do radier, igual a 10m; o  $g$  é o peso do silo em sua capacidade máxima e  $g_1$  é o peso próprio do radier isolado.

Para o respectivo estudo foram definidas configurações de estacas constantes na Figura 5.7 abaixo, onde se variou apenas o número de estacas e manteve os demais parâmetros, tantos geométricos como físicos. Ademais, foi realizado um modelo de radier isolado para obtenção do comportamento do mesmo quando há a ausência de estacas.



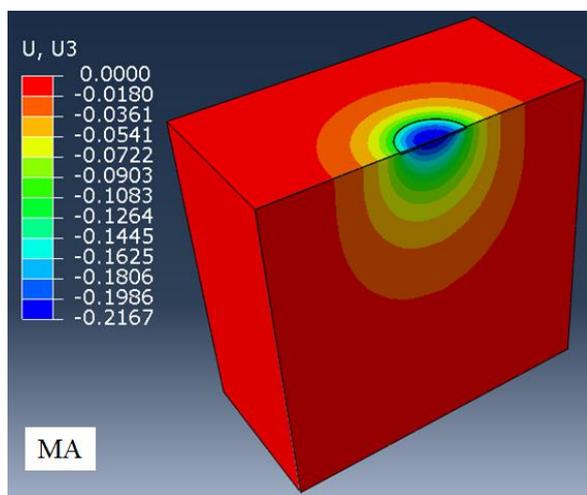
**Figura 5.7** – Vista superior de cada modelo.

Na Tabela 5.8 abaixo consta a quantidade de estacas para cada modelo.

**Tabela 5.8** – Nome dos modelos e número de estacas.

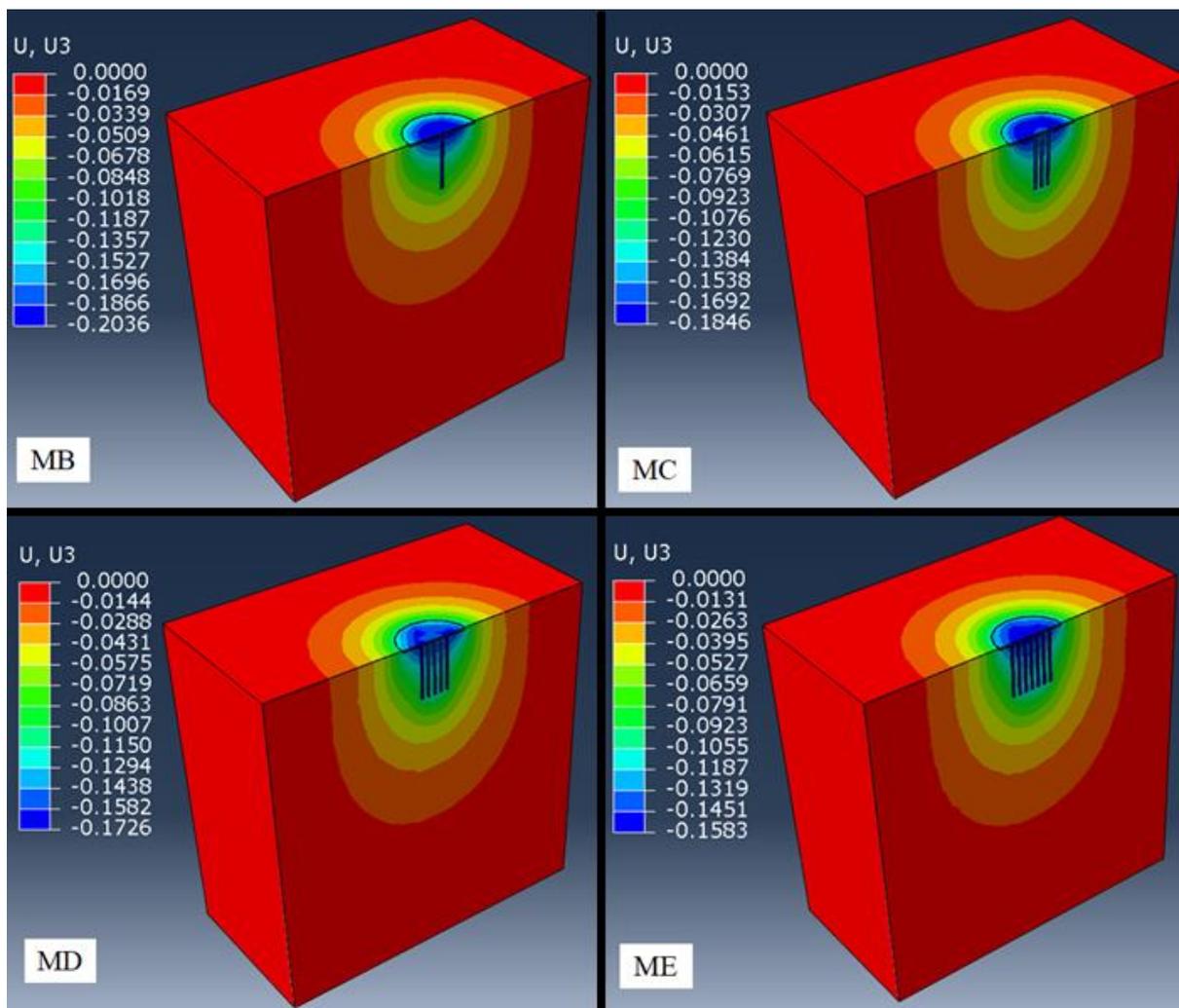
Figura	Nome do modelo	Número de estacas
5.7a)	MA	0
5.7b)	MB	1
5.7c)	MC	5
5.7d)	MD	11
5.7e)	ME	17
5.7f)	MF	23
5.7g)	MG	32

Posto isso, foi efetuada a modelagem numérica do radier estaqueado para todos os modelos. O resultado do recalque elástico do radier isolado se encontra na Figura 5.8.



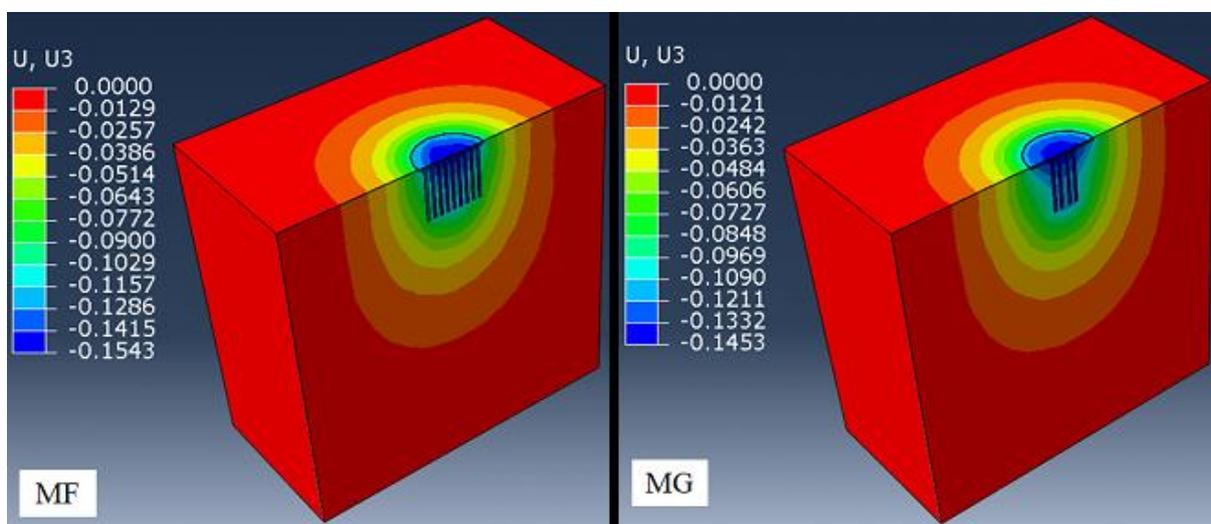
**Figura 5.8** – Recalque do radier isolado, em metros.

Já os resultados referentes aos raders estaqueados se encontram na Figura 5.9 abaixo.



**Figura 5.9** – Recalque dos radiers estaqueados de 1, 5, 11 e 17 estacas, em metros.

No caso dos modelos estudados na capacidade de carga, ou seja, o MF e MG os recalques se encontram na Figura 5.10. Os dois casos são apresentados de tal forma que se manteve as propriedades físicas do solo, sendo colocados em uma mesma análise.



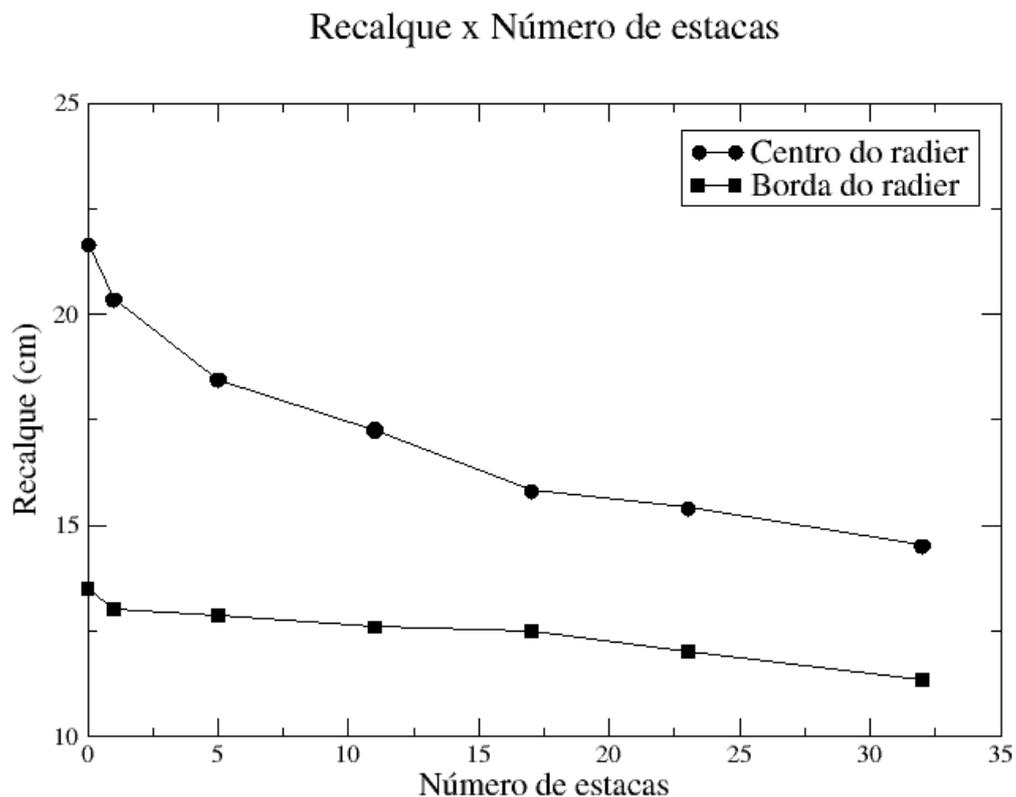
**Figura 5.10** – Recalque dos radiers estaqueados de 23 e 32 estacas, em metros.

Em resumo, os resultados referentes aos recalques no centro e na borda do radier com o incremento de estacas se encontram na Tabela 5.9 abaixo.

**Tabela 5.9** – Recalque no centro e na borda do radier estaqueado.

Nome do modelo	Número de estacas	Recalque (cm)	
		Centro	Borda
MA	0	21,67	13,51
MB	1	20,36	13,03
MC	5	18,46	12,87
MD	11	17,26	12,60
ME	17	15,83	12,52
MF	23	15,43	12,03
MG	32	14,53	11,36

Na Figura 5.11 constam as curvas de recalque no centro e na borda em função do número de estacas até o incremento da estaca trigésima segunda estaca (32).



**Figura 5.11** – Comportamento do recalque no centro e na borda do radier estaqueado.

Pelo gráfico, percebe-se que com o arranjo realizado das estacas, o recalque no centro diminui de forma acentuada com o aumento das estacas. O recalque na borda também diminui, mas de forma mais suave.

O recalque diferencial pode ser definido como a diferença de recalques entre dois pontos e este pode ser obtido pela seguinte equação:

$$\delta_{AB} = \rho_A - \rho_B \quad (5.3)$$

onde,

$\rho_A$  é o recalque total do ponto A;

$\rho_B$  é o recalque total do ponto B;

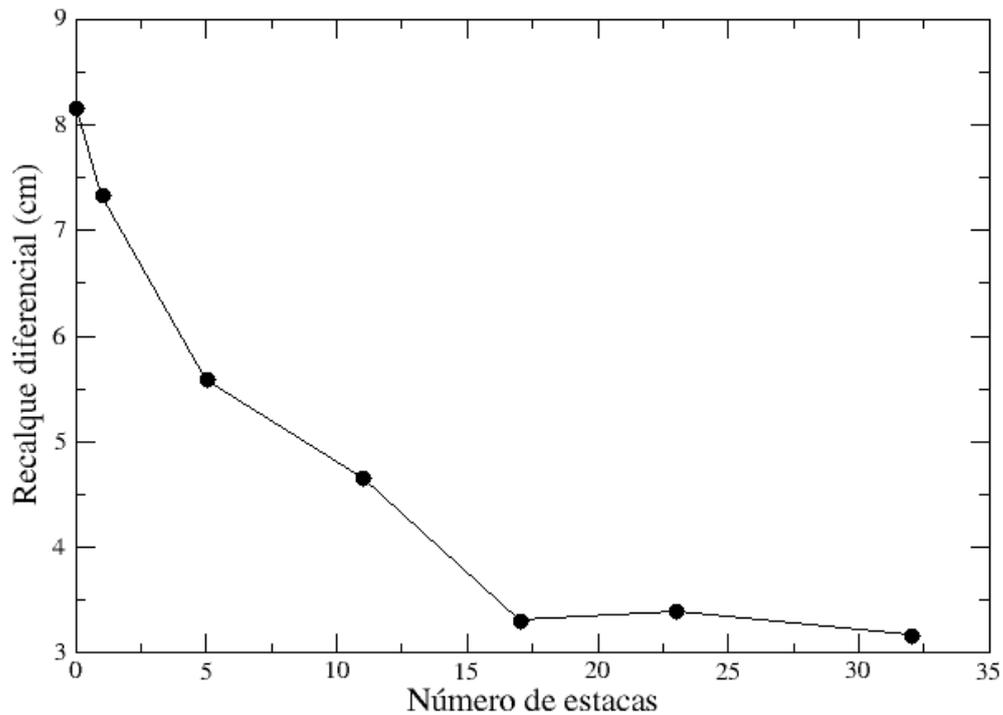
$\delta_{AB}$  é o recalque diferencial entre os pontos A e B.

Com isso, pode-se inferir que o recalque diferencial também diminui, conforme explicito na Tabela 5.10 e Figura 5.12.

**Tabela 5.10** – Recalque diferencial entre o centro e a borda do radier estaqueado.

Nome do modelo	Número de estacas	Recalque diferencial (cm)
MA	0	8,16
MB	1	7,33
MC	5	5,59
MD	11	4,66
ME	17	3,31
MF	23	3,4
MG	32	3,17

### Recalque diferencial x Número de estacas



**Figura 5.12** – Comportamento do recalque diferencial do radier estacado.

Como se pode perceber com o incremento de estacas, relativamente concentradas no centro, o recalque diferencial tende a reduzir, onde o recalque da borda se aproxima do recalque no centro, fazendo com que o radier estacado com o radier flexível se comporte, de certa forma, a uniformizar os recalques.

Pode se destacar ainda a variabilidade dos recalques na borda dependendo do posicionamento das estacas, sendo que com uma distribuição das estacas ao longo do raio de forma igualitária a borda e no centro o recalque diferencial pode aumentar.

## 6 CONCLUSÃO

Nesta monografia avaliou-se a capacidade de carga e os recalques da fundação do tipo radier estaqueado considerando a sua geometria e algumas características do solo da região sudeste de Mato Grosso, em específico do município de Primavera do Leste.

A capacidade de carga da fundação foi obtida de forma analítica e o recalque obtido por meio de simulação numérica utilizando o programa computacional baseado em elementos finitos Abaqus.

Em relação a capacidade de carga das estacas, a sua geometria foi adotada tendo como base o ensaio SPT e a cota de ligação entre o topo da estaca e o radier circular. Os métodos utilizados para estimativa se mostram discrepantes entre si, em especial, o método de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma que se distanciaram consideravelmente da média dos métodos utilizados, onde tal fato pode ter sido ocasionado devido à precisão dos métodos. Vale destacar ainda que esses métodos se utilizam dos resultados do ensaio de SPT, assim sendo, a capacidade de carga foi determinada para as condições de solo em que foi realizado o devido ensaio.

Como alternativa para análise da capacidade de carga da fundação superficial do tipo radier circular, foram estudados dois ensaios para obtenção dos parâmetros do solo que foi o ensaio triaxial na condição consolidado, não drenado (CU) e na condição não consolidado, não drenado (UU). Devido aos dados obtidos, a capacidade de carga na condição de ensaio CU se mostrou maior na condição UU, fato esse justificável devido às premissas de cada ensaio.

Quando associados, o radier e as estacas, sem considerar as interações entre os elementos, a redução do número de estacas para o comportamento do solo na condição CU em comparação com o comportamento do solo na condição UU fica em torno de 28%, o que era de se esperar uma vez que no ensaio do tipo CU a tensão de ruptura é maior.

Em relação à capacidade de carga, pode-se concluir que a associação do radier circular com as estacas, denominado de radier estaqueado, apresenta características favoráveis ao seu emprego no solo com as características estudadas. Entretanto é preciso ainda, se aprofundar no que tange ao comportamento do solo, durante e após a construção da fundação do silo metálico, uma vez que o comportamento do solo sob carregamento de curto e longo prazo é de suma importância para se definir quais são as características da fundação.

Em relação aos recalques, primeiramente foram definidos os parâmetros utilizados na análise e o tipo de análise, que no caso adotado foi a linear elástica. Partindo disso, foi definido um cubo com aresta de cem metros, simulando o solo, dimensão essa que se mostrou precisa mediante análises. Após as análises de dimensões, foi efetuado a aferição da malha do programa, onde conclui-se que nos nós a precisão é pouco afetada pela malha, configurando em menos de um por cento para as malhas utilizadas, enquanto que fora dos nós a precisão se torna um pouco menor.

Com a aferição do programa Abaqus, foi realizado o estudo da rigidez relativa de um radier circular e o seu comportamento em relação aos recalques. Nessa análise pôde-se perceber que em um radier flexível o maior recalque ocorre no centro, diminuindo conforme se aproxima de suas bordas. Já em um radier rígido, o recalque tende a ser igual, tanto no centro quanto nas bordas. Percebe-se ainda que para um radier ser considerado rígido, a sua espessura é relativamente elevada, podendo inviabilizar a execução a sua execução, dependendo do caso.

O recalque obtido nessa análise foi comparado com equações propostas na literatura para radier flexível e rígido, onde se constatou que houve uma aproximação relevante da modelagem numérica com os cálculos analíticos nesta pesquisa.

Foi possível identificar ainda, que devido ao aumento da espessura do radier e consequente aumento do atrito lateral do radier com o solo, há uma leve diminuição do recalque para o caso estudado com coeficiente de atrito adotado de 0,1.

Adiante, foi verificado o comportamento do recalque com o incremento de estacas. Devido ao fato de o radier adotado para a análise ser flexível, o recalque ocorre de forma mais acentuada no centro. Logo, as estacas foram concentradas nos modelos a partir do centro. Com isso pode-se concluir que à medida que se acrescentam estacas ao radier, o recalque diferencial tende a diminuir até um valor que ele começa a ter pouca alteração com o incremento de estacas.

Em torno da décima sétima estaca, o recalque diferencial situou-se em torno de três por cento. Sendo que a variação entre esse modelo e o modelo de trinta e duas estacas foi mínimo.

Pela análise de recalques conclui-se que o valor do recalque diferencial no caso do radier flexível depende altamente do arranjo de estacas e da quantidade de estacas, sendo que a partir de um número específico de estacas, o incremento de mais estacas não se mostra

satisfatório para a redução dos recalques diferenciais. Neste sentido, o recalque pode ser melhor controlado, em radier relativamente rígidos.

Por fim, em relação ao recalque e aos parâmetros adotados para as análises, tudo indica que o radier estaqueado, com as devidas simplificações realizadas, se mostrou uma alternativa que pode ser viável para a fundação de silos metálicos graneleiros. Entretanto, é preciso salientar que devem ser realizados estudos mais aprofundados, em relação ao solo, especificamente à sua estratificação e ao seu comportamento plástico, além da distribuição de carga na fundação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Fundações: teoria e prática**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998.
- ANTUNES, William Roberto; TAROZZO, Hélvio. **Fundações: teoria e prática**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998.
- ANTUNES, W R.; CABRAL, D. A. **Capacidade de carga de estacas hélice contínua**. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo, 1996. v. 2, p. 105-109.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, 1975. V. 1, p.367-376.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014c.
- BACELAR, Cleide Jeane Ribeiro. **Análises de recalque em radiers estaqueados**. 2003. 193f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, RJ.
- BARBOSA, Fabiani Maria Dalla Rosa; SOUZA, Newton Moreira de Souza; SOARES, Cristhiano Sarto Miranda. **Processo de intemperismo em solos tropicais, análise preliminar do solo em Primavera do Leste – MT**. 5º Encontro em Engenharia da Edificações e Ambiental. 2017. Cuiabá, MT.
- BEZERRA, J. E. (2003). **Estudo do comportamento de fundações em radier estaqueado: conceitos e aplicações**. 2003. 193f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- CASTILLO, Danny Joel Ayala. **Uso da técnica de radier estaqueado para pequenos edifícios assentes sobre solo colapsível**. 2013. 154f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Paulo: Rima, 2003. 134f.
- CODUTO, D. P. **Foundation Design: Principles and Practices**. California: Prentice-Hall, Inc. 2001.
- CURADO, Tallyta da Silva. **Comparação de teorias de interação entre estacas**. 2015. 151f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CBMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-53.
- DÉCOURT, L. **Análise e projeto de fundações profundas: estacas**. In: HACHICH et al. (eds.). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1996. p. 265-301.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **IBGE prevê safra de grãos 9,2% menor em 2018**. Disponível em: <<https://agenciadenoticias.ibge.gov.br>>. Acesso em: 10 fev. 2018.
- FALCONI, Frederico F.; FILHO, João Mathias de Souza; FÍGARO, Nélio Descio. **Fundações: teoria e prática**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998.

- FREITAS, Edna das Graças Assunção. **Estudo teórico e experimental das pressões em silos cilíndricos de baixa relação altura/diâmetro e fundo plano**. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – EESC/USP, São Carlos, 2001.
- FORTES, Antonio C. L. **Caracterização física e mecânica de um solo de primavera do Leste - Mato Grosso**. 2016. 35f. Monografia (Graduação) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso. Cuiabá, Mato Grosso.
- GARCIA, Jean Rodrigo. **Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), 2015.
- GOOGLE EARTH. 2017. Disponível em: < <https://earth.google.com>>. Acesso em 2 jan. 2017.
- KEPLER WEBER. **Silos planos**. Disponível em: <[http://www.kepler.com.br/armazenagem/trading/silos\\_planos](http://www.kepler.com.br/armazenagem/trading/silos_planos)>. Acesso em: 02 de jun. 2017.
- KEPLER WEBER. **Catalogo geral de produtos, armazenagem de grãos**. 2014. Disponível em: <<http://www.kepler.com.br/>>. Acesso em: 02 de jun. 2017.
- LIMA, Bruno Salgado. **Otimização de Fundações Estaqueadas**. 2007. 118f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- MAIA, Clóvis Mario Moreira. **Fundações: teoria e prática**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998.
- MÁRQUEZ Luis Alberto Galdames. **Base Silo SL60**. 2014. Disponível em: <<http://arquitetotecnico.blogspot.com.br/2014/08/base-silo-sl60-kepler-weber.html>>. Acesso em: 02 de jun. 2017.
- MONTEIRO, P. F. **Capacidade de carga de estacas - método Aoki-Velloso, Relatório interno de Estacas Franki Ltda**, 1997.
- NETO, Osvaldo de Freitas. **Avaliação experimental e numérica de radiers estaqueados com estacas defeituosas em solo tropical do Brasil**. 2013. 253f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF.
- PEREZ, C. C., (2017). **Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estaqueado em sua capacidade de carga lateral**. 2017. 98f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- RINCON, Edgar Rodriguez. **Análise experimental do comportamento de sistemas radier estaqueado em solos moles em processos de adensamento**. 2016. 237f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF.
- SALES, M. M. **Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 2000. 229f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- SCALABRIN, Luciano Argenta. **Dimensionamento de silos metálicos para armazenagem de grãos**. 2008. 158f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, RS.
- SOARES, Cristhiano Sarto Miranda. **Caracterização de um solo tropical colapsível do centro-oeste a partir de ensaios de campo**. 2016. 107f. Dissertação (Mestre em Engenharia) – COOPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- TAVARES, Marcus Vinicius Costa Ferreira Tavares. **Avaliação experimental de fundações estaqueadas em modelo 1g**. 2012. 155f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo, 1996. v. 1.

- TERZAGHI, Karl. **Theoretical soil mechanics**. John Wiley and Sons, Inc. New York, 1943.
- VELLOSO, Dirceu de Alencar. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas / Dirceu de Alencar Velloso, Francisco de Rezende Lopes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- VELLOSO, P. P. C. **Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento**. Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981
- VORCARO, Maria do Carmo. **Previsão de carga última em estacas por regressão linear múltipla**. 2000. 302f. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
- ZULUAGA, F.A. **Estimativa da Capacidade de Carga e Recalque de Fundações Tipo Alluvial Anker no Solo do Distrito Federal**. 2015. 109f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.