

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

**INCLUSÕES RÍGIDAS PARA FUNDAÇÕES DE SILOS  
GRANELEIROS**

**ISABELLE MOREIRA SANTIAGO**

**ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, PH.D**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO:**

**BRASÍLIA/DF: NOVEMBRO/2021**

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

**INCLUSÕES RÍGIDAS PARA FUNDAÇÕES DE SILOS**  
**GRANELEIROS**

**ISABELLE MOREIRA SANTIAGO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

**APROVADA POR:**

---

**JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, PH.D (UnB)**  
**(ORIENTADOR)**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, PH.D (UnB)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**MAURÍCIO MARTINES SALES, PH.D (UFG)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 05 de NOVEMBRO de 2021.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

SANTIAGO, ISABELLE MOREIRA

Inclusões Rígidas para Fundações de Silos Graneleiros [Distrito Federal] 2021

Xii, 79 p., 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2021)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia,  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Inclusões Rígidas

2. Silos Graneleiros

3. Fundações

4. Controle de Recalques

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

SANTIAGO, I.M. (2021). Inclusões Rígidas para Fundações de Silos Graneleiros. Dissertação de Mestrado, Publicação xxxxxxxxx, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 79 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Isabelle Moreira Santiago

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Inclusões Rígidas para Fundações de Silos Graneleiros

GRAU/ANO: Mestre/2021

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Isabelle Moreira Santiago

QE 18 Conjunto B, 35 – Guará 1

CEP: 71015-025 – Brasília/DF – Brasil

E-mail: isabellemoreirasantiago@gmail.com

## **DEDICATÓRIA**

Ao autor e criador da minha vida, que mantém minha chama acesa nesse mundo de escuridão. Por todo seu amor e misericórdia que me permitiram chegar até aqui.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, que me permitiu chegar até aqui e tem me aberto portas e caminhos antes inimagináveis.

Agradeço a minha mãe pela dedicação, pelo esforço de me criar sozinha e pelo apoio durante todos esses anos.

Agradeço aos meus avós, que foram para mim exemplos de trabalho, sabedoria e amor à família.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Juan Félix Rodríguez Rebolledo, pelo tema, pelos ensinamentos e pelo apoio e suporte no desenvolvimento desta dissertação.

Agradeço a todos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, pela formação recebida durante estes anos no mestrado.

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro.

Agradeço ao Fundo Nacional de Apoio à Pesquisa (FNAP) pelo investimento financeiro na disponibilização do software utilizado para o desenvolvimento dessa pesquisa.

Agradeço especialmente aos meus amigos Aléxia Regine e Matheus Oliveira pelo suporte e ajuda nos momentos de maior dificuldade no desenvolvimento desta pesquisa. Agradeço também aos colegas Heitor Bernardes, Fabiani Barbosa na disponibilidade de materiais técnicos, projetos e outros da área. Agradeço também aos colegas e amigos Raimundo León, Bruno Gomes e Julián García, que desenvolveram pesquisas anteriores da aplicação de inclusões rígidas no Distrito Federal que foram necessárias para o desenvolvimento deste trabalho.

## RESUMO

Este trabalho contribui na validação da utilização de inclusões rígidas como fundação de silos graneleiros de grande porte que são sujeitos a carregamentos cíclicos de enchimento e esvaziamento, bem como na avaliação da efetividade de sua utilização no controle de recalques em solos tropicais, como aqueles no Distrito Federal. Neste estudo, buscou-se compreender e resolver o problema de recalque excessivo da laje de fundo, considerando um solo com as características do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília, pois este perfil geotécnico possui certa representatividade para uma grande região do Distrito Federal, além de já ter seu perfil estratigráfico e parâmetros físicos validados para o modelo *hardening soil*. Com o PLAXIS 2D foi calculada a capacidade de carga geotécnica das inclusões no perfil do solo; com o PLAXIS 3D foi simulado um silo unitário com inclusões rígidas de comprimento variado, para avaliar seu desempenho; e depois foram modelados dois silos no modelo 3D com eixo simétrico para simular o comportamento de um complexo de oito silos. Observou-se que com inclusões de comprimento superior a 10 m o desempenho no controle de recalques totais e permanentes na laje de fundo foi de 40 até 85%, e nos diferenciais de 50 até 95%, e a redução da abertura da junta estrutural entre o radier e o anel de 60 até 95%. No complexo de silos as inclusões também mostraram bons resultados no controle de recalques totais, permanentes e diferenciais, e na abertura da junta estrutural para as diferentes combinações de enchimento e esvaziamento.

Palavras-chave: Inclusões rígidas; Fundações; Silos graneleiros; Modelo *hardening soil*; Recalques.

## **ABSTRACT**

This work contributes to the validation of the use of rigid inclusions as foundation of large bulk silos that are subjected to cyclic loading of filling and emptying, as well as in the evaluation of the effectiveness of its use in controlling settlements in tropical soils conditions, as in the Federal District, Brazil. In this study, it was sought to understand and solve the problem of excessive settlement of the bottom slab, considering a soil with the characteristics of the Geotechnical Experimental Field of the University of Brasilia (Federal District, Brazil), because this geotechnical profile has a certain representativeness of a large region of the Federal District, besides its stratigraphic profile and physical parameters were already validated for the hardening-soil model. With PLAXIS 2D the geotechnical load capacity of inclusions in the soil profile was calculated; with PLAXIS 3D a unit silo was simulated varying the length of the inclusions, to evaluate its performance; and then two silos were modeled in a 3D symmetric model to simulate the behavior of a group of eight silos. It was observed that, with inclusions longer than 10 m, the performance in the control of total and permanent settlements in the slab was 40 to 85%, in the control of differential settlements from 50 to 95%, and from 60 to 95% in the reduction of the opening of the structural joint between the slab and ring. For the group of silos, the inclusions also showed good results in controlling total, permanent and differential settlements, and in the structural joint opening for different combinations of filling and emptying.

**Keywords:** Rigid inclusions; Foundations; Silos; Hardening soil model; Settlements.

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Motivação .....	1
1.2	Objetivo geral .....	1
1.3	Objetivos específicos.....	1
1.4	Metodologia de pesquisa .....	2
1.5	Escopo da dissertação.....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1	Silos graneleiros .....	4
2.1.1	Tipos.....	5
2.1.2	Sistema estrutural .....	7
2.1.3	Condições de carregamento .....	9
2.1.4	Estados-limites últimos .....	10
2.1.5	Estados-limites de utilização.....	12
2.1.6	Tipos de fundações comumente usadas .....	16
2.2	Fundação do tipo inclusões rígidas.....	17
2.2.1	Componentes e funcionamento .....	18
2.2.2	Tipos.....	21
2.2.3	Efeito das inclusões rígidas na redução de recalques.....	27
2.2.4	Aplicação em projetos de silos e tanques.....	30
2.3	Modelagem numérica de fundações de silos .....	32
2.3.1	Método dos elementos finitos (software Plaxis 3D) .....	32
2.3.2	Modelo constitutivo Hardening Soil .....	35
2.3.3	Exemplo de aplicação para silos graneleiros.....	37
3	ESTUDO DE CASO .....	39
3.1	Descrição geral do projeto.....	39

3.2	Solução proposta com inclusões rígidas.....	45
3.3	Carregamentos.....	46
3.4	Estratigrafia e propriedades dos solos.....	47
3.5	Capacidade de carga das estacas e inclusões rígidas.....	50
4	ANÁLISE NUMÉRICA.....	55
4.1	Caraterísticas gerais.....	55
4.2	Tipos de elementos estruturais e propriedades.....	55
4.3	Casos e etapas de análise.....	56
4.4	Modelos desenvolvidos.....	59
4.4.1	Silo Individual.....	59
4.4.2	Grupo de silos.....	60
4.5	Resultados obtidos.....	61
4.5.1	Silo individual.....	61
4.5.2	Grupo de silos.....	75
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	78
5.1	Conclusões.....	78
5.2	Sugestões para pesquisas futuras.....	78

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Quantidade percentual de armazéns no Brasil (CONAB, 2019) .....	4
Figura 2 - Capacidade Estática (T) (CONAB, 2019) .....	5
Figura 3 - Silo Vertical. (Weber, 2020) .....	6
Figura 4 - Silo Horizontal. (Lippel, 2020) .....	6
Figura 5 - Movimentos verticais da fundação e medidas decorrentes. (NBR 6122, 2019) .....	13
Figura 6 - Recomendação de anel perimetral para tanques. (NBR 7821, 1983) .....	16
Figura 7 - Mecanismo de transferência de carga a) fundação com inclusões rígidas e b) sistema de radier estaqueado. (Rebolledo <i>et al.</i> , 2019b) .....	18
Figura 8 - Componentes de uma fundação de inclusão rígida. (ASIRI National Project, 2011) .....	19
Figura 9 - Inclusões pré-fabricadas. a) de madeira b) metálica c) de concreto (Malcom, 2013) .....	22
Figura 10 - Coluna de Concreto Vibrado. (Beatty, 2013) .....	23
Figura 11 - Micro estacas injetadas. (Rebolledo, 2001) .....	23
Figura 12 - Hélice contínua. (Geofix, 2015) .....	24
Figura 13 - Coluna de Módulo Controlado. (Menard, 2013) .....	25
Figura 14 - Inclusão de argamassa envolta em geotêxtil. (Rebolledo, 2001) .....	25
Figura 15 - <i>Jet Grouting</i> (Rebolledo, 2001) .....	26
Figura 16 - Deep Soil Mixing. (Malcom, 2013) .....	26
Figura 17 - Coluna de brita. (Tecnogeo, 2021) .....	27
Figura 18 - Recalque como função do carregamento para diferentes valores de S, e a) Caso 1: estratigrafia com condições naturais de umidade e b) Caso2: estratigrafia com os primeiros 3,5m de solo saturado. (Rebolledo, et al., 2019b) .....	28
Figura 19 - Forma e dimensão da PTC. (Garcia, et al., 2021b) .....	29
Figura 20 - Representação gráfica da equação (Garcia, et al., 2021b) .....	30
Figura 21 – Características gerais da estrutura e a fundação (Lódör et al., 2016) .....	31
Figura 22 – Distribuição em planta das estacas e das inclusões rígidas (Lódör et al., 2016) ..	31
Figura 23 – Configuração das inclusões embaixo do tanque (Bernuy et al., 2018) .....	32
Figura 24 – Vista geral da construção das inclusões e da PTC (Bernuy et al., 2018) .....	32
Figura 25 - Elemento tipo placa (Plaxis). (Oliveira, 2015) .....	33
Figura 26 - Elemento tipo viga (Plaxis). (Oliveira, 2015) .....	34
Figura 27 - Superfície de ruptura do modelo <i>hardening soil</i> . (Leal, et al., 2009) .....	36

Figura 28 - Hipérbole da relação tensão-deformação do carregamento primário para um teste triaxial drenado. (Schanz, et al., 1999).....	37
Figura 29 - Resultados das fundações do silo de Hungria. (Móczár, et al., 2016).....	38
Figura 30 - Silo Modelado de Móczár et al (2016). ....	38
Figura 31 - Fluxograma de etapas desenvolvidas .....	39
Figura 32 - Grupo de Silos em Estudo, Vista em Corte. (Souza Filho, 2018).....	39
Figura 33 - Grupo de Silos em Estudo, Vista em Planta. (Souza Filho, 2018).....	40
Figura 34 - Silo unitário cotado.....	40
Figura 35 - Base do Silo, Vista em Planta. (Souza Filho, 2018).....	41
Figura 36 - Base do Silo, Vista em Corte. (Souza Filho, 2018).....	42
Figura 37 - Locação de Estacas de Fundação, Vista em Planta. (Souza Filho, 2018) .....	42
Figura 38 - Locação de Estacas de Fundação, Vista em Corte. (Souza Filho, 2018) .....	43
Figura 39 - Estrutura do túnel em corte.....	43
Figura 40 - Trinca na laje do silo (a) e recalque excessivo entre a viga do anel do silo e a laje (b) (Bernardes, et al., 2021).....	44
Figura 41 - (a) Trinca na laje do silo, (b) abertura da junta estrutural entre a laje e a viga do anel do silo, e (c) impermeabilização da junta estrutural após abertura .....	44
Figura 42 - Perfil da fundação com as inclusões.....	45
Figura 43 - Perfil estratigráfico do CEGUnB (Rebolledo et al., 2019a).....	47
Figura 44 - Malha gerada na simulação de capacidade de carga geotécnica para 20m de profundidade.....	51
Figura 45 – Resultados para a estaca de 20 m de comprimento para o estado natural de umidade: a) carga aplicada <i>versus</i> deslocamento vertical, e b) axial <i>versus</i> profundidade (para a carga na ruptura). ....	52
Figura 46 – Resultados para a estaca de 15m de comprimento para o estado natural de umidade: a) carga aplicada <i>versus</i> deslocamento vertical, e b) axial <i>versus</i> profundidade (para a carga na ruptura). ....	52
Figura 47 - Resultados para a estaca de 10m de comprimento para o estado natural de umidade: a) carga aplicada <i>versus</i> deslocamento vertical, e b) axial <i>versus</i> profundidade (para a carga na ruptura). ....	52
Figura 48 - Resultados para a estaca de 05m de comprimento para o estado natural de umidade: a) carga aplicada <i>versus</i> deslocamento vertical, e b) axial <i>versus</i> profundidade (para a carga na ruptura). ....	53

Figura 49 - Casos de análise para o silo individual: a) vista 3D e b) planta do silo com estacas; e c) vista 3D e d) planta do silo com estacas e inclusões. ....	57
Figura 50 – Casos de análise para o conjunto de silos. ....	58
Figura 51 - Malha de elementos finitos para o silo individual. ....	60
Figura 52 - Malha de elementos finitos para o grupo de silos. ....	61
Figura 53 - Malha deformada: Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com 15m de inclusões e Deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões. ....	62
Figura 54 - Curva carga vs deslocamento comparativa para o radier quando (a) sem inclusões, solo natural, (b) sem inclusões, solo 3,5m inundado e (c) com inclusões de 15m, solo natural. ....	63
Figura 55 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em umidade natural do solo, no radier. ....	63
Figura 56 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m, e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em 3,5m de solo inundado, no radier. ....	64
Figura 57 - Gráfico comparativo de SRF no radier, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados. ....	64
Figura 58 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em umidade natural do solo, no anel. ....	65
Figura 59 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m, e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em 3,5m de solo inundado, no anel. ....	65
Figura 60 - Gráfico comparativo de SRF no anel, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados. ....	66
Figura 61 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m, e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em umidade natural do solo, no túnel. ....	67
Figura 62 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m, e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em 3,5m de solo inundado, no túnel. ....	67
Figura 63 - Gráfico comparativo de SRF no túnel, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados. ....	68

Figura 64 - Pontos tomados para o cálculo do DRF. ....	69
Figura 65 - Gráfico comparativo de DRF no radier, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados. ....	69
Figura 66 - Gráfico comparativo de DRF no anel, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados. ....	70
Figura 67 - Gráfico comparativo de DRF no túnel, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados. ....	71
Figura 68 - Malha deformada da abertura na junta de ligação. ....	71
Figura 69 – Posição da medição da abertura da junta. ....	72
Figura 70 - GRF para (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m de solo inundado. ....	73
Figura 71 - Cargas axiais medidas (a) nas inclusões, (b) nas estacas em solo reforçado, (c) nas estacas quando não há inclusões. ....	74
Figura 72 - Deformação no grupo de silos, caso sem inclusões, umidade natural do solo: (a) interno carregado; (b) externo carregado; (c) ambos carregados; (d) remoção de todas as cargas. ....	76
Figura 73 - Deformação no grupo de dois silos, caso com inclusões de 15m, umidade natural do solo: (a) interno carregado; (b) externo carregado; (c) ambos carregados; (d) remoção de todas as cargas. ....	77
Figura 74 - Abertura das juntas no caso do grupo de silos, considerando: (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m. ....	77

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Vantagens e desvantagens, quanto aos tipos de bases de silos. ....	7
Tabela 2 - Recalque máximo recomendável para tanques. (Yáñez, 1976) .....	15
Tabela 3 - Recalques máximos admissíveis (Pérez, 2017) .....	15
Tabela 4 - Medidas do silo unitário.....	40
Tabela 5 - Carregamentos no silo.....	46
Tabela 6 - Valores médios calculados para os recalques totais de cada silo (Souza Filho, 2018). .....	46
Tabela 7 - Propriedades características das camadas de solo do CEGUnB (Rebolledo et al., 2019a).....	48
Tabela 8 - Modelo geotécnico proposto para o CEGUnB para o estado de umidade natural para o modelo HS (Rebolledo et al., 2019a). ....	49
Tabela 9 - Modelo geotécnico proposto para o CEGUnB para os primeiros 3,5m de profundidade em condições de umidade saturada para o modelo HS, Pérez (2017). ....	50
Tabela 10 - Parâmetros do solo compactado. (Rebolledo, et al., 2019b).....	50
Tabela 11 – Resistência lateral e por ponta.....	51
Tabela 12 - Comparativos entre capacidades de carga de ruptura. ....	54
Tabela 13 - Propriedades do radier e anel perimetral.....	55
Tabela 14 - Propriedades da viga representante das estruturas de aeradores. ....	56
Tabela 15 - Propriedades das vigas engastadas de inclusão rígida e hélice contínua. ....	56
Tabela 16 – Etapas de análise. ....	59
Tabela 17 - SRF, DRF e GRF para o grupo de silos.....	75

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

CEGUnB – Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília

CONAB – Companhia Nacional de Abastecimento

HS – Hardening Soil

LTP – Plataforma de Transferência de Cargas

S – Recalque (ou levantamento) total de um ponto da estrutura

$\delta_g$  – recalque (ou levantamento) diferencial entre dois pontos da estrutura

$\delta_g/L$  – recalque diferencial específico entre dois pontos, usualmente expresso como  $1/\cot(\theta)$

$\theta$  – rotação relativa entre dois pontos da estrutura

$\alpha$  – deformação angular entre dois trechos da estrutura

$\Delta$  – deflexão relativa

$\Delta/L$  – razão de deflexão

$\omega$  – rotação ou desaprumo quando a estrutura se comporta como corpo rígido

$\beta$  – Distorção angular

$\gamma$ : peso específico do solo;

$c'$  e  $\phi'$ : parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento;

$\psi$ : ângulo de dilatância;

$E_{50}^{ref}$ : módulo de rigidez de referência secante para o teste triaxial drenado;

$E_{oed}^{ref}$ : módulo de rigidez de referência tangente para o carregamento odométrico;

$E_{ur}^{ref}$ : módulo de rigidez referente para condições de descarregamento e recarregamento;

m: expoente que define a resistência a depender do estado de tensão;

$\nu_{ur}$ : coeficiente de Poisson para descarregamento e recarregamento;

$p^{ref}$ : tensão isotrópica de referência;

$R_f$ : coeficiente de ruptura;

POP: Tensão de sobre adensamento;

$K_0^{nc}$ : coeficiente de empuxo em repouso para estado normalmente consolidado;

$K_0$ : Coeficiente de empuxo em repouso.

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 Motivação**

Silos graneleiros são estruturas construídas com a finalidade de garantir a preservação e durabilidade de produtos agrícolas armazenados após o período de safra. De acordo com Conciani (2016), as patologias apresentadas pelos conjuntos de armazenagem são, em sua maioria, devidas às fundações. Destacando os recalques das lajes de fundo, recalque dos anéis, surgimento de trincas nos anéis e túneis, infiltração nos túneis e poços, deformações nas linhas de transportes sobre os silos, e deformações laterais causadas por força do vento ou por recalques diferenciais. Sendo assim, em muitos casos são necessárias técnicas de melhoria do sistema de fundações que garantam a estabilidade sem comprometer a completa operacionalidade dos silos (Souza Filho, 2018).

Uma solução proposta para o controle dos recalques totais e diferenciais de projetos de silos graneleiros seria o uso de inclusões rígidas.

O sistema de inclusões rígidas atualmente é uma das técnicas de fundações mais empregadas no México em edifícios de pouca altura assentes em solos moles, devido ao bom desempenho observado e ao seu baixo custo quando comparado com outras soluções existentes (Rebolledo, 2001). A diminuição dos recalques que pode ser obtida com esta técnica deve-se à transferência de uma parte importante dos esforços suportados pelo solo às inclusões. Além dos esforços na base e na cabeça do elemento, são desenvolvidos esforços de atrito negativo na parte superior e atrito positivo na parte inferior do elemento.

## **1.2 Objetivo geral**

O objetivo deste trabalho é estudar o comportamento da fundação do tipo inclusões rígidas para silos graneleiros na redução de recalques e verificar seu comportamento.

## **1.3 Objetivos específicos**

Para alcançar o objetivo geral, deverá ser atingido os seguintes objetivos específicos:

- Entender os problemas estruturais gerados pelos recalques totais e diferenciais nos silos graneleiros;
- Definir um estudo de caso que permita analisar o comportamento de silos graneleiros em solos caraterísticos da região Centro-Oeste do Brasil;
- Avaliar os recalques totais e diferenciais (distorções angulares) nos diferentes elementos estruturais (laje, viga perimetral e túnel central) e a abertura da junta

de ligação para um silo com uma solução de fundação tradicional e comparar seu comportamento com um silo reforçado com inclusões rígidas;

- Avaliar os recalques totais e diferenciais nos diferentes elementos estruturais (laje, viga perimetral e túnel central) e a abertura da junta de ligação para um grupo de silo, considerando diferentes configurações de carregamento, com uma solução de fundação tradicional e comparar seu comportamento com um silo reforçado com inclusões rígidas;

#### **1.4 Metodologia de pesquisa**

Para alcançar o objetivo geral e os objetivos específicos, foram estipuladas as seguintes etapas a serem trabalhadas.

- 1) Primeiro fez-se uma pesquisa em bibliografia nacional e internacional;
- 2) Para o caso de estudo foi escolhido um grupo de silos graneleiros característicos da região Centro-Oeste brasileira (Souza Filho, 2018);
- 3) Foi considerada como representativa a estratigrafia e as propriedades dos solos do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB), definidas em Rebolledo et al. (2019) para o modelo constitutivo Hardening Soil;
- 4) Foram definidas as propriedades e dimensões dos diferentes elementos estruturais que compõem a fundação do silo;
- 5) Foram definidos os carregamentos devidos ao armazenamento dos grãos e os pesos das diferentes estruturas envolvidas;
- 6) Com ajuda de um software de Elementos Finitos (Plaxis 2D) foi montado um modelo bidimensional (2D) axissimétrico para obter a capacidade de carga (de fuste e de ponta) de estacas e inclusões de diferentes comprimentos (5, 10, 15 e 20 m) considerando a estratigrafia e as propriedades dos solos do CEGUnB.
- 7) Foram montados dos modelos tridimensionais (3D) no software de Elementos Finitos Plaxis 3D: um deles formado por um silo só, mudando o comprimento das inclusões; e outro com um grupo de oito silos, onde foram analisadas diferentes configurações de carregamento;
- 8) Os casos analisados com inclusões foram comparados com o comportamento de uma solução de fundação tradicional através da definição de fatores de desempenho, que relacionam o comportamento com e sem inclusões dos diferentes elementos estruturais do silo, como: a laje, a viga perimetral e o túnel central.

## **1.5 Escopo da dissertação**

Este trabalho é dividido em quatro partes, são elas: revisão bibliográfica; estudo de caso que compreende as etapas de descrição do projeto, estratigrafia do solo e capacidade de carga; análise numérica; em que são apresentadas as características gerais, o modelo desenvolvido e os resultados obtidos; e por fim apresenta-se a Conclusão e são dadas algumas sugestões de pesquisas futuras relacionadas com o tema desta dissertação.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Silos graneleiros

O Brasil é considerado essencialmente um país agrícola por causa do grande volume de grãos produzidos. Estes grãos não são encaminhados diretamente ao consumidor após a colheita, pois são em sua grande maioria destinados à exportação e distribuição para outros estados do país, logo é necessária a armazenagem até que se atinja a quantidade apropriada para que seu transporte seja feito em grande volume.

A estocagem desta alta produção de grãos até os períodos de retirada para exportação e comercialização é realizada em armazéns e silos graneleiros de médio a grande porte.

Segundo dados da Companhia Nacional de Abastecimento – CONAB, no Brasil existem 11.799 armazéns do tipo graneleiro, sendo que 6.534, ou seja, 55,37% destes armazéns situam-se na região Sul do país, conforme Figura 1.

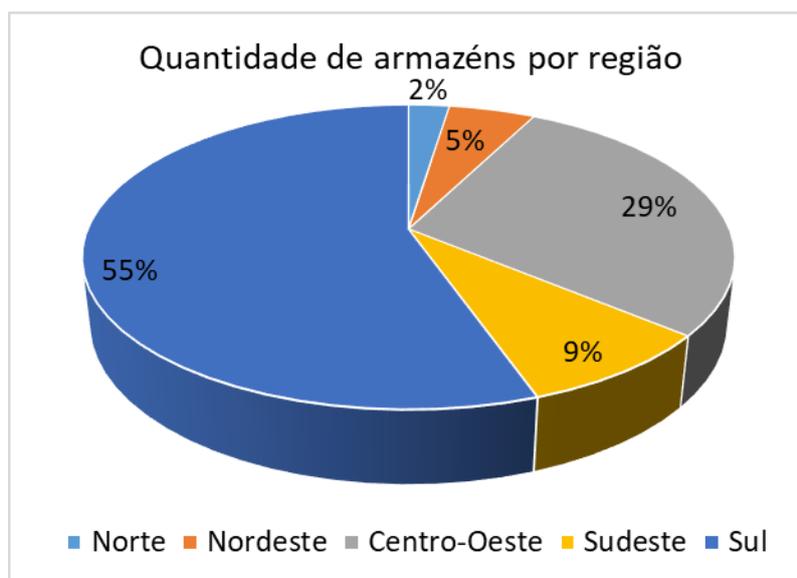


Figura 1 – Quantidade percentual de armazéns no Brasil (CONAB, 2019)

Destes, a capacidade estática em toneladas por região chega a alcançar o patamar de quase 150 milhões de toneladas de grãos armazenados. Sendo a região Sul ainda a maior armazenadora de grãos com a capacidade de 61.429.847 toneladas, muito próxima da capacidade de 58.426.080 toneladas da região Centro-Oeste, conforme Figura 2.

Os silos oferecem condições técnicas de conservação do produto estocado por período de tempo normalmente prolongado, mantendo inalteradas as características físicas, químicas e biológicas da massa de grãos, e conservando a diferenciação classificatória da espécie e do padrão agrícola do cereal estocado. São unidades armazenadoras de grãos, caracterizadas por

sua natureza, estanques herméticos ou semi-herméticos, que possibilitam o mínimo de influências do meio externo com o ambiente de estocagem (Calil Junior, 1983).

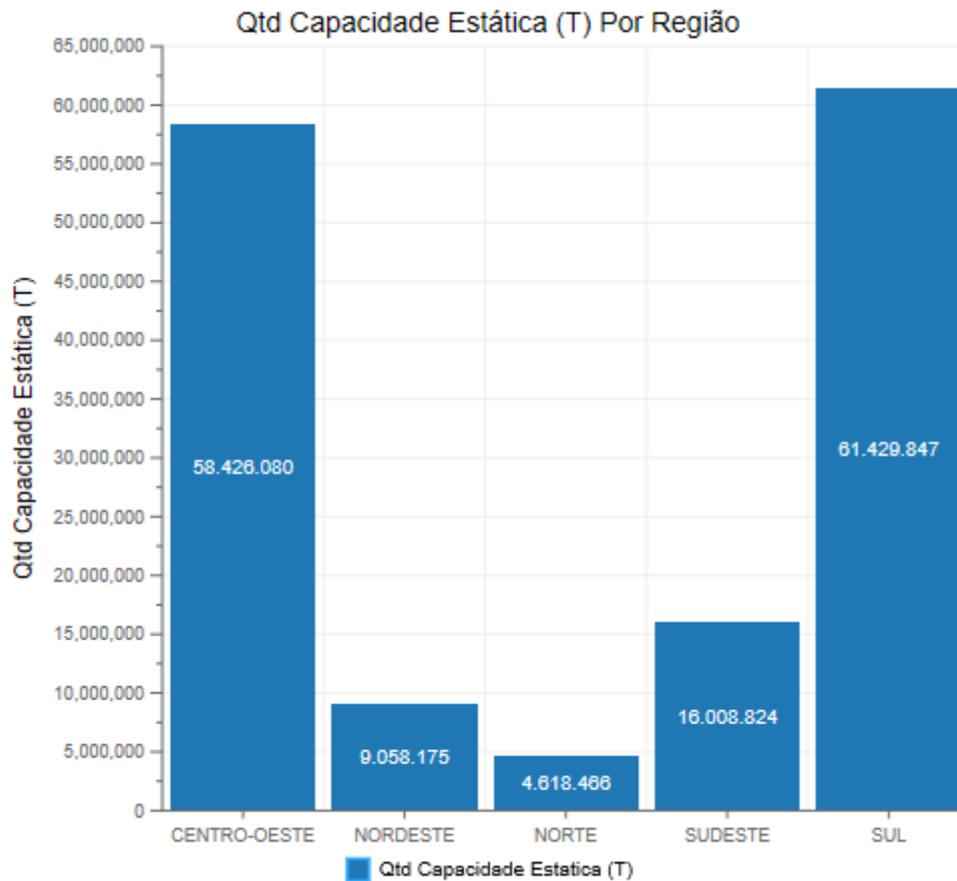


Figura 2 - Capacidade Estática (T) (CONAB, 2019)

Os silos são construções destinadas ao armazenamento e conservação de grãos secos, sementes, cereais e forragens verdes. Os silos destinados exclusivamente para cereais e sementes são construções de vulto, em geral exigindo cálculos de resistência e cuidados especiais com a sua estrutura, podendo ser elevados ou subterrâneos (Carneiro, 1948). Geralmente são equipados com dispositivos especiais para a circulação dos cereais a granel, para as operações básicas de recebimento, limpeza, secagem, expurgo e descarga, automáticos ou semiautomáticos que permitem operações simultâneas e a transilagem com baixa utilização de mão de obra. As células ou compartimentos, em geral, variam em tamanho e número, dependendo das necessidades e da concepção construtiva (Calil Junior, 1983).

### 2.1.1 Tipos

Os silos podem ser do tipo vertical ou horizontal, sendo o vertical assim denominado por predominar a dimensão da altura em relação a largura ou ao diâmetro da base da célula, e

o horizontal caracteriza-se por prevalecerem as dimensões da base em relação à altura dos compartimentos (Calil Junior, 1983), conforme as Figura 3 e Figura 4.



Figura 3 - Silo Vertical. (Weber, 2020)



Figura 4 - Silo Horizontal. (Lippel, 2020)

Segundo a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - EMBRAPA (2019), os tipos de silo mais comumente utilizados são: silo de superfície, silo tipo trincheira e silos cilíndricos que podem ser de meia-encosta ou cisterna (poço). Cada um deles tem suas respectivas vantagens e desvantagens, principalmente, quanto ao custo de construção, a facilidade de carregamento e descarregamento e a eficiência na conservação da silagem (alguns tipos de silos apresentam maiores perdas de silagem do que outros).

Entre os tipos de silos existentes, os silos verticais metálicos prismáticos destacam-se pelo fato de poderem ser multicelulares facilitando a transilagem e proporcionando maior facilidade de operação dos equipamentos e precisão na confecção das rações (Nascimento, 1996). Mas, apesar dessas vantagens, silos verticais prismáticos ainda são pouco utilizados,

parte devido ao simples desconhecimento de seus benefícios, parte em razão da escassez de conhecimentos técnicos necessários ao seu projeto e construção. (Lopes Neto, et al., 2008)

Frequentemente os silos são construídos por agrupamento de células de forma cilíndrica. A base da célula usualmente tem a forma cônica ou piramidal (tremonha) para permitir total esvaziamento. Quanto à disposição e sustentação, as bases são classificadas como elevadas, ou subterrâneas por estarem acima, ou abaixo do nível do solo. Os grandes silos elevados são construídos em concreto armado (formas deslizantes), protendido, chapas metálicas com ou sem isolantes térmicos, etc. (Calil Junior, 1983). Na Tabela 1 são apresentadas algumas vantagens e desvantagens, quanto aos tipos de bases de silos.

Tabela 1 - Vantagens e desvantagens, quanto aos tipos de bases de silos.

<b>Tipos de silos</b>	<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Elevados	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Duração indefinida;</li> <li>• Mais secos;</li> <li>• Descarga mais fácil;</li> <li>• Conservação do produto é melhor.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mais caros que os subterrâneos;</li> <li>• Carga mais trabalhosa;</li> <li>• Conservação mais dispendiosa;</li> <li>• Se de madeira: necessitam de pinturas frequentes, sujeito a incêndio, ataque de ratos e de difícil impermeabilização.</li> </ul>
Subterrâneos	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mais simples;</li> <li>• Mais econômico: se bem revestido e impermeabilizado;</li> <li>• Carga mais fácil.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Descarga mais trabalhosa;</li> <li>• Difícil manutenção.</li> </ul>

### 2.1.2 Sistema estrutural

Silos graneleiros são estruturas de armazenagem de grãos que podem ser construídos em concreto, madeira ou aço; verticais ou horizontais, e possuem diferentes formas, sejam prismáticos, circulares ou outra, além de armazenar diferentes materiais, o que exige que para cada tipo de silo seja adotada uma estrutura específica, de forma a se obter maior economia e qualidade na escolha da conformação ideal.

Segundo Lazzari (2015), o tamanho de cada estrutura depende de quanto grão o agricultor quer armazenar e por quanto tempo, além da quantidade de safras por ano. Quanto ao tamanho, pode se agrupá-los desta forma:

- Silos de madeira: para volumes pequenos 60 a 80 toneladas;
- Silos de alvenaria: podem ir de 100 a 1.200 toneladas;
- Silos de concreto: de 1 a 3 mil toneladas ou mais;

- Silos metálicos: podem variar de 6 a 20 mil toneladas ou mais.

A maioria dos silos são estruturas cilíndricas de aço ou concreto armado construído em fundações rasas. Às vezes eles poderiam ser elevados e suportado por estruturas ou colunas de concreto armado. O design de silos é regido principalmente pelo tipo e propriedades do material armazenado. Como as propriedades de densidade, fluxo e atrito de grãos, cimento, carvão, cinzas de fumo e outros materiais a granel variam amplamente, as cargas aplicadas em uma estrutura de silo e as cargas de sistema de transporte são diferentes do tipo de estruturas de edificação tradicional. Como resultado, os silos são projetados e avaliados como estruturas especiais (Dogangun, et al., 2009).

A secagem, a aeração e os tratamentos para eliminar ou controlar a proliferação de insetos e de roedores, influem na escolha do esquema funcional do silo. A ação dos ventos, a carga e a descarga são fatores da maior relevância no cálculo estrutural do silo (Calil Junior, 1983).

Entre os efeitos principais das cargas para o dimensionamento dos silos, predominam as pressões exercidas sobre as paredes laterais e sobre o fundo. Essas pressões recebem o nome genérico de empuxo e assemelham-se ao empuxo da água nas barragens ou do solo nos muros de arrimo. Os materiais granulosos destinados ao armazenamento nos silos como o café, o trigo, a cevada, a areia e outros tem características importantes para o seu dimensionamento (Calil Junior, 1983).

Em relação às outras construções, o que um silo elevado, cilíndrico, oferece de particular, quanto à estabilidade, são: pressão interna lateral, devida ao peso do material com que se carrega o silo, e a ação do vento. Em toda construção que se eleve a mais de quatro metros acima do solo, o vento provoca esforços que devem ser levados em consideração, pois podem afetar a sua estabilidade. Não só a superestrutura como as fundações devem ser previstas para oferecer a necessária resistência a tais esforços. A pressão que o vento exerce sobre uma superfície normal à sua direção é proporcional ao quadrado da sua velocidade. Por aí vê-se como aumenta essa pressão à medida que cresce a velocidade (Carneiro, 1948).

Para que se possa projetar um silo, é do maior interesse conhecer o material que vai ser armazenado e todas as circunstâncias que possam influir na perfeita adequação do silo às suas finalidades. O fluxograma das operações da armazenagem a granel indica uma sequência de operações com os cereais, as quais interferem com o esquema da utilização do silo, podem, e às vezes, devem influir na orientação da operação do silo. O conhecimento das condições de

operação dos silos pode ser importante no projeto funcional e até no seu projeto estrutural (Calil Junior, 1983).

As paredes dos silos são tipicamente sujeitas à pressão normal e ao cisalhamento ou tração vertical por atrito produzido pelo material armazenado no interior do silo. A magnitude e a distribuição da pressão de cisalhamento e da pressão normal sobre a altura da parede dependem das propriedades do material armazenado e se o silo está sendo preenchido ou descarregado. Outras cargas potenciais, incluindo cargas sísmicas e eólicas, tensões criadas pela diferença de temperatura entre a parede do silo e os sólidos a granel armazenados, expansão potencial do material armazenado e recalque diferencial da fundação ou das colunas de suporte, também devem ser consideradas durante o processo de projeto (Dogangun, et al., 2009).

### 2.1.3 Condições de carregamento

Os silos são submetidos a diversas condições de carregamento estático e dinâmico, principalmente devido a características únicas dos materiais armazenados. Como cada material a granel se comporta de maneira diferente sob várias temperaturas, e durante o enchimento e a descarga, é difícil determinar a magnitude e a distribuição das cargas e os modos de falha correspondentes. Além disso, em muitos casos, procedimentos simplificados de análise não estão disponíveis para capturar a resposta estática ou dinâmica de todo o silo, como na análise e design de estruturas convencionais. Como resultado, o projeto ou análise típica de silo geralmente requer uma análise aprofundada ou análise de elementos finitos do sistema de material-fundação de silo contido (Dogangun, et al., 2009).

Em geral, os silos estão submetidos a altas faixas de carregamento, e que devido ao efeito de sucessivas safras de armazenagem, submetem o terreno a cargas cíclicas, fatores que quando combinados, podem carregá-lo de maneira acentuada e não prevista em projeto, provocando o acúmulo de deformações residuais, podendo ocasionar a ruptura do maciço, principalmente em condições de suporte não favoráveis (Souza Filho, 2018).

Segundo a NBR 6122/19, no caso de cargas dinâmicas periódicas ou de impacto (denominadas também transientes), devem-se considerar os seguintes efeitos:

- a) Amplitude das vibrações e possibilidades de ressonância no sistema estrutura-solo-fundação;
- b) Acomodação de solos arenosos;
- c) Transmissão dos efeitos a estruturas ou outros equipamentos próximos (NBR 6122, 2019);

Segundo Alonso (2020), outra observação refere-se à solução em que o anel é estaqueado e o fundo do reservatório não (já que nos silos é pouco comum). Neste caso há que levar em conta o atrito negativo e os esforços horizontais no fuste das estacas ou tubulões decorrentes da assimetria de carga vertical (no fundo do reservatório= $P_v$  e fora do reservatório=0), principalmente se ocorrerem solos moles/compressíveis abaixo do piso.

No dimensionamento das fundações dos reservatórios e dos silos a NBR 6122:2019 permite que quando se faz a verificação com a ação do vento, os valores da tensão admissível das sapatas, tubulões e estacas pode ser majorada em 30%. Por exemplo, se a fundação do reservatório ou do silo é por sapata com tensão admissível  $\sigma_s$  na verificação com a ação do vento, poderemos chegar até  $1,3\sigma_s$ . O mesmo ocorre se a fundação for em estacas com carga admissível  $P_{adm}$ , quando se leva em conta a ação do vento poderemos chegar, na estaca mais carregada, até  $1,3P_{adm}$  (Alonso, 2020).

#### 2.1.4 Estados-limites últimos

A falha de uma estrutura de silo geralmente leva ao colapso catastrófico de todo o silo. Isso se deve em grande parte à falta de reforço estrutural suficiente na maioria das estruturas cilíndricas da concha, bem como à falta de caminho de carga alternativo para redistribuir tensões e forças dentro da estrutura após uma falha ou dano local. A falha estrutural completa resultante resulta em não apenas perda de material contido, mas também em alguns casos as falhas do silo são tipicamente quebradiças e repentinas, às vezes causadas por uma explosão. A estrutura do silo com falha também pode cair no celeiro adjacente ou nas instalações industriais, resultando em uma perda adicional e possivelmente ferindo ou matando pessoas e/ou animais. (Dogangun, et al., 2009).

Segundo Dogangun, et al. (2009), as principais causas de ruptura e colapso de silos são:

- a) **Explosão ou Estouro:** seja proveniente do tipo de material armazenado, por exemplo, gás metano ou outro explosivo; seja por fluxo de pressão proveniente da zona limitada de comutação da parede do silo;
- b) **Carregamento e Descarregamento:** padrões de fluxo assimétricos causados por fossas, canais de fluxo preferenciais ou padrões de carregamento assimétricos criados por material a granel durante o enchimento ou a descarga podem fazer com que os silos amassem, curvem e até colapsem;
- c) **Condições do solo:** os silos geralmente são estruturas relativamente esbeltas, com uma pequena área ou diâmetro do piso em comparação com a sua altura.

Como resultado, tensões axiais consideravelmente grandes são produzidas na base da estrutura devido ao peso do material e da estrutura a granel. O solo de suporte é tipicamente submetido a pressão de compressão uniforme devido a aplicação cargas de gravidade. Conforme se prossegue o enchimento, as cargas são transportadas e aplicadas tanto pelo esqueleto do solo quanto pela água dos poros contida nos vazios. A pressão gerada na água dos poros tende a reduzir o atrito entre as partículas do solo e, portanto, diminuem a resistência ao cisalhamento do solo. Se a capacidade de resistência ao cisalhamento for maior do que a tensão de cisalhamento aplicada no final do carregamento, a estrutura será estável. Com o tempo, o excesso de poro pressão se dissipa, o solo se consolida e ganha força, e a estrutura se torna estável para o carregamento subsequente;

- d) Corrosão:** é sabido que, se não forem tomadas medidas preventivas, a corrosão causa deterioração dos componentes metálicos das estruturas. Os silos de aço são especialmente suscetíveis à corrosão e subsequente deterioração e falha;
- e) Colapso da Estrutura Interna:** como o próprio nome sugere, a estrutura interna entra em colapso por não suportar o material ensilado;
- f) Deterioração:** a taxa e a severidade da deterioração dependem de vários fatores, como o tamanho do silo, o teor de umidade do material ensilado, e a quantidade de proteção fornecida sobre o concreto;
- g) Aumento de Temperatura:** as paredes dos silos metálicos se expandem durante o dia e se contraem à noite quando a temperatura cai. Se não houver descarga e o material dentro do silo estiver fluindo livremente, ele assentará à medida que o silo se expandir. No entanto, o material não pode ser empurrado de volta quando as paredes do silo se contraem, por isso ele tem que resistir à contração, o que, por sua vez, causa tensões de tração aumentadas na parede. O efeito é repetido todos os dias e, eventualmente, leva à falha da parede; e
- h) Terremotos:** um movimento de terra no terremoto tem três componentes, resultando em cargas estruturais nas direções vertical e duas horizontais. O efeito de cargas sísmicas verticais nas estruturas de silo relativamente pesadas é geralmente pequeno, enquanto o efeito de cargas laterais pode ser significativo, especialmente nos silos mais altos que contêm material mais pesado. A magnitude da carga sísmica horizontal é diretamente proporcional ao peso do silo. À medida que a altura do silo aumenta, a altura do centro de massa da

estrutura do silo também aumenta. Supondo que a carga sísmica horizontal seja aplicada aproximadamente no centro de massa, o braço do momento para a carga lateral e o momento fletor correspondente na base aumentam. O momento de flexão aumentado resulta em distribuição de pressão não uniforme no fundo do silo, que pode ser significativamente maior que a pressão causada pelas cargas gravitacionais. Os terremotos também podem causar danos na parte superior do silo, se o material contido puder oscilar dentro do silo durante o terremoto. As cargas laterais devidas ao fluxo do material e às cargas sísmicas laterais devem ser consideradas simultaneamente se o material puder oscilar.

A base dos silos deve ser projetada com mais cuidado do que as estruturas de construção padrão; pois, por exemplo, a inserção desuniforme de material a granel durante o enchimento pode resultar em distribuição de pressão não uniforme na base e causar problemas. Quando a carga vertical do peso do material armazenado é fora do centro, o bulbo de pressão sob o silo será distorcido. Cargas laterais devido a terremotos ou ventos fortes também podem produzir efeitos semelhantes. A sobrecarga local do solo sob a fundação pode causar inclinação, recalque relativo e até mesmo colapso. A maioria das falhas de fundação em solos argilosos ocorre quando um silo é carregado rapidamente pela primeira vez (Dogangun, et al., 2009).

#### 2.1.5 Estados-limites de utilização

Todas as edificações sejam elas de grande, médio ou pequeno porte, possuem um peso próprio e o peso decorrente dos carregamentos a qual a estrutura foi proposta a suportar, os quais são transmitidos para o solo em que se assenta através das fundações e estão sujeitas, por tanto, a recalques.

Segundo Berberian (2015), os recalques devem ser vistos sob duas óticas: a ótica do solo (causa) e da estrutura (efeito). Sob a ótica da estrutura podem ser do tipo total (somatório de todos os recalques num ponto da edificação, na data de medição), diferencial (diferença dos recalques totais entre dois pontos em análise) ou distorcional específico (corresponde ao recalque diferencial dividido pelo vão  $L$  entre dois pontos); e sob a ótica dos solos: imediato (causado pela deformação elástica do solo), por adensamento (causado pela gradual saída da água nos poros, o que pode alcançar valores muito altos), por colapso (causado pela quebra das cimentações interpartículas e/ou perda de sucção), por expansão (causado pelo aumento de umidade em solos de natureza expansiva), secundário/*creep* (deformação lenta causada pelo

adensamento secundário do solo) ou por subsistência (causado por acomodações de minas, falhas, cavernas subterrâneas ou bombeamento de água dos aquíferos profundos).

Recalque, portanto, é toda movimentação ocorrida no solo, de sentido vertical, podendo ser total quando toda estrutura recalca de forma igual entre si, ou diferencial quando apenas parte da estrutura desloca-se deixando a outra parte intacta ou deslocando-se de forma desigual, de tal maneira que a conformação final da estrutura de fundação não permanece no mesmo nível que as demais.

As fundações podem, por tanto, sofrer movimentações verticais, as quais podem ser descendentes (recalques) ou ascendentes (levantamentos), absolutas ou relativas, conforme a Figura 5. Onde:  $S$  é o recalque (ou levantamento) total de um ponto da estrutura;  $\delta_g$  o recalque (ou levantamento) diferencial entre dois pontos da estrutura;  $\delta_g/L$  o recalque diferencial específico entre dois pontos, usualmente expresso como  $1/\cot(\theta)$ ;  $\theta$  a rotação relativa entre dois pontos da estrutura;  $\alpha$  a deformação angular entre dois trechos da estrutura;  $\Delta$  a deflexão relativa;  $\Delta/L$  a razão de deflexão;  $\omega$  a rotação ou desaprumo quando a estrutura se comporta como corpo rígido; e  $\beta$  a distorção angular.

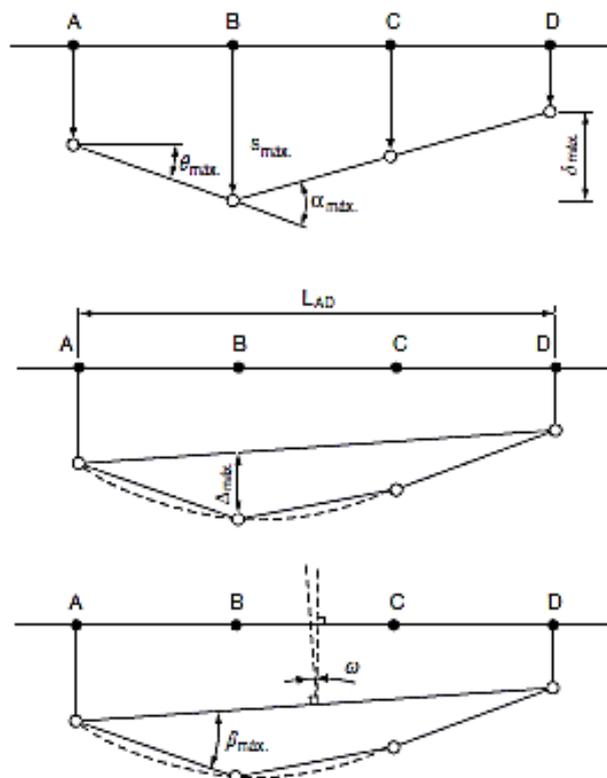


Figura 5 - Movimentos verticais da fundação e medidas decorrentes. (NBR 6122, 2019)

Recalques por deformação elástica decorrem de um fenômeno geral: todo material se deforma quando carregado. São imediatos à aplicação da carga e predominam nos solos não coesivos e não saturados. Há dois tipos de recalques, os por escoamento lateral e os por adensamento. Os recalques por adensamento provêm da expulsão da água dos vazios do solo. São particularmente importantes em se tratando de solos argilosos saturados. São lentos em face do baixo coeficiente de permeabilidade das argilas. Os recalques por escoamento lateral originam-se de um deslocamento das partículas do solo das zonas mais carregadas para as menos solicitadas. Verificam-se de maneira mais acentuada nos solos não coesivos sob fundações rasas. Em geral os dois tipos de recalque ocorrem simultaneamente, preponderando em determinadas condições um do outro. (Caputo, 2015)

Segundo a NBR 6122 (2019), o desempenho das fundações é verificado por meio de pelo menos o monitoramento dos recalques medidos na estrutura, sendo obrigatório nos seguintes casos:

- a) Estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) Estruturas com mais de 55,0 m de altura do piso do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) Relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- d) Fundações ou estruturas não convencionais.

Portanto, a NBR 6122 não define quais são os valores máximos de recalques admissíveis para silos graneleiros, apenas recomenda seu monitoramento. E diz que pode também ser necessário o monitoramento de outras grandezas, tais como: deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade ou tensões. O resultado das medições deve ser comparado com as previsões de projeto (NBR 6122, 2019).

Yáñez (1976) publicou seus estudos de recalques para tanques de armazenamento e definiu uma tabela (Tabela 2) de valores máximos para essas estruturas construídas em lâminas de aço, e apresentou recomendações de dimensões mínimas de 30 cm para a espessura do anel perimetral (Figura 6) e como determinar matematicamente, através da equação:

$$b = \frac{61 W}{0,30 qH - 394h} \quad (\text{Eq. 1})$$

onde:  $b$  é a largura do anel em cm;  $W$  o peso da lâmina do costado e do telhado suportado em kg.m;  $H$  a altura do costado do tanque em m;  $h$  a altura do anel em cm;  $q$  a massa volumétrica do produto armazenado em kg/m<sup>3</sup>.

Tabela 2 - Recalque máximo recomendável para tanques. (Yáñez, 1976)

Tipo	Tipo de aço		
	I	II	III
Recalque máximo na estrutura costada	30 cm	15 cm	5 cm
Recalque diferencial máximo no fundo	5 cm em 9 m	2,5 cm em 9 m	1,27 cm em 9 m

I – Tanques de lâmina de aço com especificação para esforços admissíveis entre 246 a 281,2 MPa e esforços máximos para tensão 457 a 597,5 MPa

II – Tanque de lâmina de aço com especificação para esforços admissíveis entre 246 MPa e 351,5 MPa e esforços máximos para a tensão de 527,2 a 632,7 MPa

III – Tanques de lâmina de aço com especificação para esforços admissíveis maiores que 492,1 MPa e esforços máximos para a tensão de 703 MPa.

Muitos foram os que se propuseram a estudar e a estipularem recalques máximos admissíveis para quaisquer tipos de estruturas e fundações, dentre estes ainda há as normas de diversos países que estabelecem limites máximos aceitáveis para recalques, conforme Tabela 3.

Tabela 3 - Recalques máximos admissíveis (Pérez, 2017)

Publicação	Recalque máximo (mm)
Eurocode 7	<50
Eurocode 1 (1993)	50
Teixeira & Godoy (1998)	90
Burland <i>et al.</i> (1977)	65-100
Bowles (1977)	64
Terzaghi & Peck (1967)	50
Skempton & MacDonald (1956)	90

A NBR 7821, anexo C, traz recomendações a respeito da construção de fundações para tanques de armazenamento, dentre elas cita-se que as fundações devem ser projetadas de modo a evitar quaisquer recalques diferenciais que venham a causar distorções no tanque e introduzir esforços devidos a causas externas; o recalque total deve ser tal que não provoque esforços nos tubos conectados ao tanque ou introduza erros nas medidas de nível; também não deve permitir que o fundo do tanque venha a ficar em cota inferior à do terreno adjacente.

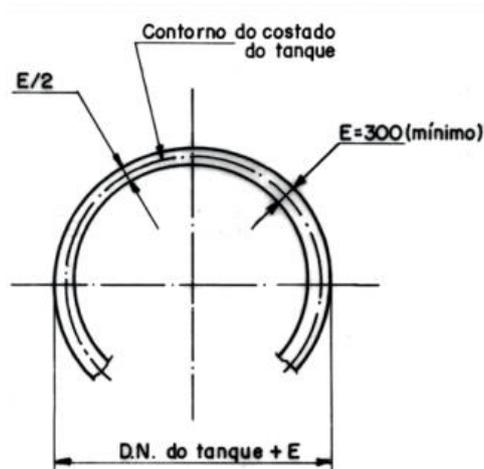


Figura 6 - Recomendação de anel perimetral para tanques. (NBR 7821, 1983)

### 2.1.6 Tipos de fundações comumente usadas

Segundo Alonso (2020), o projeto de fundação de reservatórios (usados para armazenar líquidos) e de silos graneleiros (usados para armazenar diversos tipos grãos) segue, em linhas gerais, o mesmo procedimento que se usa para outros tipos de estruturas lembrando que tanto nos reservatórios quanto nos silos graneleiros as cargas preponderantes são devidas ao produto estocado. Isto posto, a previsão e controle dos recalques da fundação tem uma relevância maior do que, por exemplo, em um prédio comercial ou residencial, onde as sobrecargas são ligeiramente inferiores ao peso da estrutura. Analogamente a outros tipos de estruturas, as fundações dos reservatórios e dos silos podem ser rasas usando sapatas ou anéis de concreto sob seu costado, neste caso apoiados também no solo ou em estacas. O fundo dessas estruturas também poderá ser apoiado diretamente sobre estacas (radier estaqueado).

Segundo Zen (2014), as fundações rasas são geralmente as escolhidas para os armazéns graneleiros, já que essas estruturas permitem uma boa distribuição das cargas para o solo, podendo ser utilizadas até mesmo em terrenos de baixa resistência.

Segundo Gomes e Calil Junior (2005), os silos horizontais não elevados constituem o tipo de estrutura, que melhor permite aplicar as cargas diretamente sobre o terreno. Quanto maior, mais baixo o custo por tonelada armazenada. Mesmo para terrenos de baixa resistência, tem sido possível projetá-los com fundações diretas. Neste caso, ocorrerão recalques com variações, aproximadamente lineares. As estruturas deverão ser divididas em trechos, separados por juntas do tipo de dilatação. Se os recalques são pequenos, as juntas poderão ser mais distanciadas, caso contrário deverão ficar mais próximas. A galeria subterrânea é projetada estaticamente, para resistir as cargas da coluna do cereal, do peso próprio e das pressões do terreno, sendo sua fundação, executadas por estacas, em certas situações.

Em muitas situações do projeto de silos, o terreno disponível não apresenta condições favoráveis à implementação de fundações rasas sobre o solo, que pode ter baixa capacidade de suporte, ou apresentar condições especiais como ser colapsível ou expansivo. Desta forma, tem-se a necessidade de se optar pelo uso de fundações profundas, mistas, e/ou pelo uso de técnicas convencionais de melhoria do terreno, como é o caso de aterros compactados sob a laje de fundo do silo (Souza Filho, 2018).

## **2.2 Fundação do tipo inclusões rígidas**

Inclusões são elementos cilíndricos ou prismáticos sem contato direto com a fundação (radier ou sapata) que pode ser inserido no solo usando diferentes técnicas, como estaca escavada, estaca encamisada, estaca cravada de concreto pré-moldado, estaca cravada de aço, micro estaca, estaca hélice contínua, “*low-pressure grouting*”, “*jet grouting*” e colunas de brita, isto é, qualquer tipo de fundação profunda que tenha uma rigidez consideravelmente maior que o solo de fundação reforçado (Rebolledo, et al., 2019b).

Segundo Hor *et al.* (2017), as inclusões rígidas são também conhecidas como solução de radier estaqueado desconectado ou não conectado e isto é frequentemente confundido como uma solução de estacas devido ao uso de mesmas propriedades materiais. Entretanto, uma plataforma de transferência de carga (PTC, usualmente feita de material granular) colocada entre o radier e o solo, provoca comportamento diferentemente do convencional método de estaca. A PTC tem um papel importante para garantir a transferência de carregamento nas cabeças das inclusões rígidas e para permitir o desenvolvimento de recalques uniformes. As interações desenvolvidas neste tipo de fundação são fenômenos complexos incluindo a transferência de carga na PTC e ao longo da estaca.

Inclusões rígidas são elementos de argamassa ou de agregado de cimento usados para reforçar solos moles reduzindo recalques e aumentando a capacidade de carga, transfere as cargas de camadas fracas para as mais firmes localizadas a baixo, em que o carregamento pode ser em parte suportado pelo solo, que não possui conexão estrutural e minimiza gastos (Blackburn & Franz, 2016).

O sistema de inclusões rígidas utilizado para fundações é muito utilizado por países da Europa e América do Norte, sendo ainda pouco conhecido e utilizado no Brasil, de tal maneira que a Norma Brasileira Regulamentadora nº 6122 de 2019 (Projeto e Execução de Fundações) ainda não aborda este tipo de fundação em seu escopo. No entanto, diversos estudos têm sido

desenvolvidos com a finalidade de incorporar o método de inclusões rígidas como fundação utilizada principalmente em estruturas de grande porte que necessitam de redução de recalques.

### 2.2.1 Componentes e funcionamento

O modo de operação desta técnica é ilustrado na Figura 7. As inclusões rígidas são dispostas no solo mole, formando uma malha e repousando ou não em um substrato rígido. Sobre eles, a plataforma de transferência de carga (PTC) é organizada. O desenvolvimento de mecanismos de cisalhamento nessa camada garante uma distribuição desigual das cargas entre inclusões e solo mole, sendo a parte correspondente às inclusões sempre superior devido à sua alta rigidez. As características geotécnicas e geométricas dessa camada influenciam sua eficiência na transmissão de cargas (Pérez, 2012).

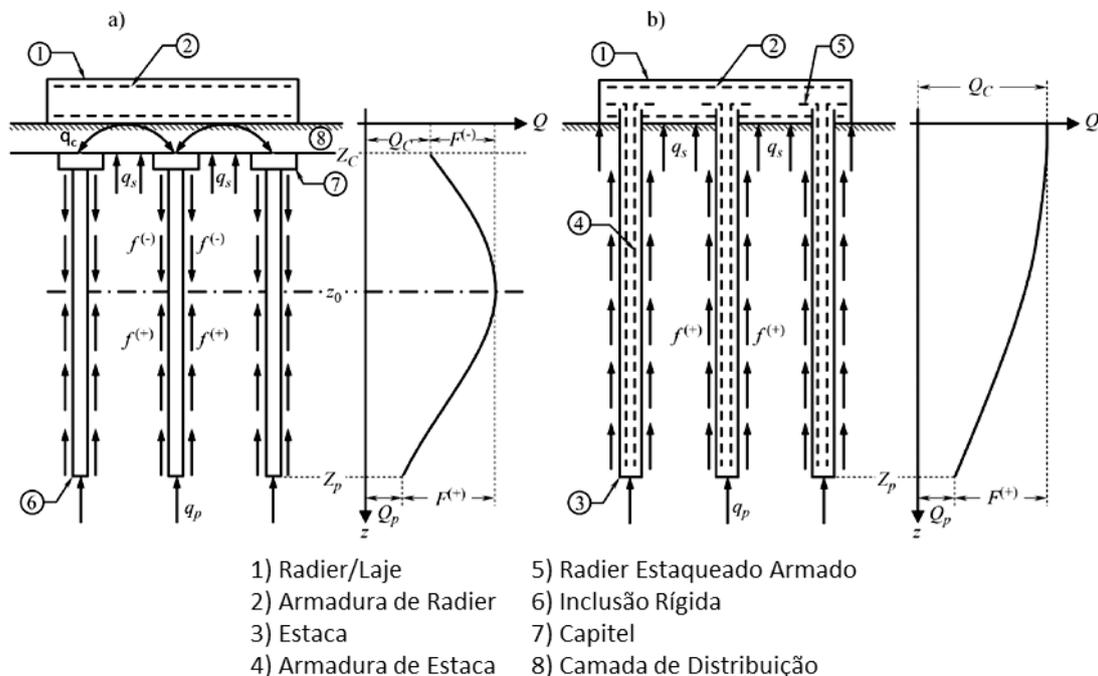


Figura 7 - Mecanismo de transferência de carga a) fundação com inclusões rígidas e b) sistema de radier estaqueado. (Rebolledo *et al.*, 2019b)

Como as inclusões são muito mais rígidas que o solo circundante, elas atuam "atraindo" uma parte das cargas aplicadas à superfície do solo. Dessa forma, as tensões assumidas pela massa do solo podem ser reduzidas a níveis aceitáveis em termos de recalque ou capacidade de carga. A principal diferença com estacas convencionais ou sistemas baseados em estacas é que as inclusões não estão ligadas à estrutura. Para aumentar a eficiência do sistema, também é possível incluir capiteis na cabeça das inclusões, aumentando assim a área de contato entre eles e a PTC; bem como um geossintético para tornar o mecanismo de transferência de carga mais eficiente (Malcom, 2013).

Segundo a ASIRI National Project (2011), a abordagem de fundação em inclusões rígidas é um pouco semelhante à abordagem de fundação de radier estaqueado, na medida em que associa elementos verticais rígidos, isto é, inclusões, com uma camada de topo flexível, mas sem qualquer vínculo mecânico rígido colocado entre as duas. Do ponto de vista puramente teórico, o conceito de inclusão rígida permanece pertinente quando a ligação rígida convencional entre o topo das estacas e o radier desaparece na configuração da fundação do radier estaqueado. Na prática, essa transição da fundação de radier estaqueado para uma fundação com inclusões rígidas é refletida por uma descontinuidade geométrica e mecânica combinada, juntamente com a introdução de um colchão relativamente fino, geralmente uma camada granular, chamada PTC.

Uma fundação com inclusões rígidas possui cinco componentes que interagem entre si, a fundação (laje ou sapata), a PTC, as inclusões rígidas, capitel (opcional), e o solo circundante. Uma solução de fundação de inclusão rígida deve incorporar todos esses componentes. (Rebolledo, et al., 2019b), conforme a Figura 8.

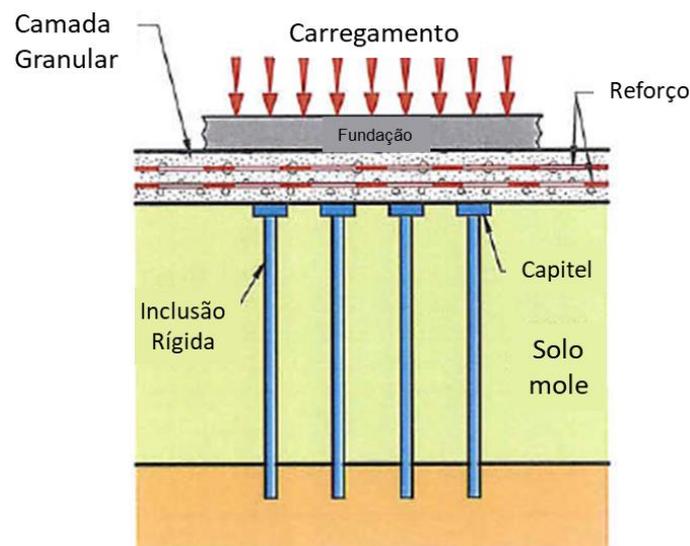


Figura 8 - Componentes de uma fundação de inclusão rígida. (ASIRI National Project, 2011)

A PTC é usada para transferir carga da estrutura para as inclusões rígidas e para minimizar 'ondulações' ou tensões excessivas de flexão em uma laje ou sapata. As PTCs geralmente consistem em 30 a 150 cm de solo granular bem compactado e podem incluir 1 a 3 camadas de geogrelha incorporada ou malha de aço (sob aterros/tanques, Blackburn e Franz, 2016).

Uma fundação rasa, laje ou sapata, desempenha um papel vital na distribuição de carga sempre que a espessura da PTC for menor que a espessura definida acima. No caso de uma laje,

por sua rigidez tende a uniformizar os recalques e inicia uma transferência de carga significativa em alinhamento com as inclusões, juntamente com o desenvolvimento de tensões de flexão na própria laje. Para uma dada espessura da PTC, menor que a altura crítica, a eficiência máxima com laje é sempre maior que o valor sem laje. Além disso, a eficiência diminui à medida que a espessura da PTC aumenta, combinada com uma consequência positiva, a saber, uma diminuição nas tensões de flexão na laje. Essa descoberta sugere a existência de um projeto ideal para o complexo de PTC-laje (ASIRI National Project, 2011).

A PTC pretende transferir a maior parte da carga da estrutura para as inclusões rígidas. As características geotécnicas e geométricas dessa camada influenciam a eficiência da transferência, pois essas características podem aumentar as tensões nas cabeças das inclusões e reduzir as tensões no solo a ser reforçado. Além disso, a PTC absorve as cargas transferidas pelas cabeças de inclusão, o que impede que as cabeças perfurem a laje e homogeneíze os recalques, garantindo um desempenho eficiente da fundação (Rebolledo, et al., 2019).

As inclusões rígidas provam ser altamente variáveis; o adjetivo rígido é necessário sempre que o material componente apresenta uma forte coesão permanente, gerando assim um nível de rigidez significativamente maior que o do solo circundante. No entanto, essa rigidez pode variar amplamente, dependendo do tipo de inclusão desenvolvida, desde a coluna de cal até a seção de metal, mas ainda inclui a coluna de cascalho injetada com uma pasta de cimento, argamassa ou concreto (reforçado ou não). O conceito de inclusão rígida supõe que a estabilidade da coluna seja fornecida sem qualquer confinamento lateral do solo circundante, o que contrasta fortemente com o conceito de colunas de brita, cuja justificativa seria totalmente diferente ao adotar uma abordagem de inclusão rígida (ASIRI National Project, 2011).

Segundo a ASIRI National Project (2011), o sistema rígido de inclusão pode ser aplicado a todos os tipos de condições do solo. Na prática, no entanto, seu benefício econômico permanece confinado a solos moles ou médios, que são mais frequentemente compressíveis, ou seja, argila, silte ou turfa. Vale ressaltar, no entanto, que a turfa e, geralmente, todos os materiais que contêm matéria orgânica requerem atenção especial devido ao fato de serem submetidos a recalque por adensamento secundário. O tipo de solo, que muitas vezes é saturado, juntamente com seus parâmetros de índice, histórico de carregamento e propriedades mecânicas, são fatores contribuintes na escolha do modo de produção de inclusão rígida, e alguns desses modos, como para estacas, podem não ser recomendados. As aplicações mais difundidas estão relacionadas principalmente aos limites das técnicas convencionais de melhoria do solo, devido à sua

incapacidade de garantir os critérios de recalque necessários ou à exigência de um limiar mínimo de qualidade para o solo circundante.

Segundo Blackburn e Franz (2016), o projeto de sistemas de melhoria de solo com inclusões rígidas requer os seguintes componentes:

- a) Capacidade estrutural dos elementos de inclusões rígidas;
- b) Capacidade geotécnica;
- c) PTC;
- d) Sistema de recalque total ou global.

### 2.2.2 Tipos

Segundo Malcom (2013), as inclusões rígidas podem ser de dois tipos: pré-fabricadas ou moldadas in loco. As inclusões pré-fabricadas podem ser (conforme Figura 9):

- **De madeira.** É um dos métodos mais antigos de melhoria do solo e continua a ser usado em vários países. Sua principal desvantagem está na suscetibilidade ao ataque biológico por fungos e insetos, principalmente em locais com variações sazonais no lençol freático.
- **Metálico.** Eles geralmente consistem em tubos cilíndricos ou perfis laminados, e sua seleção depende do ambiente corrosivo do local. Eles têm uma alta resistência e geralmente têm um pequeno deslocamento lateral do piso durante a instalação.
- **De concreto.** Basicamente, são estacas de concreto pré-moldado, com a única diferença de que não serão ligadas à estrutura após a instalação. Estes podem ou não conter aço de reforço. Eles também têm alta resistência, mas têm a vantagem de poder ser usados em ambientes corrosivos. São geralmente de seção quadrada ou retangular, pois a forma circular apresenta complicações na fabricação dos elementos.

Já as inclusões moldadas in loco são construídas diretamente no depósito de solo que irá reforçar. Nesse tipo, podemos distinguir dois subgrupos: as inclusões de concreto ou argamassa e as compostas de misturas de solo e algum ligante.

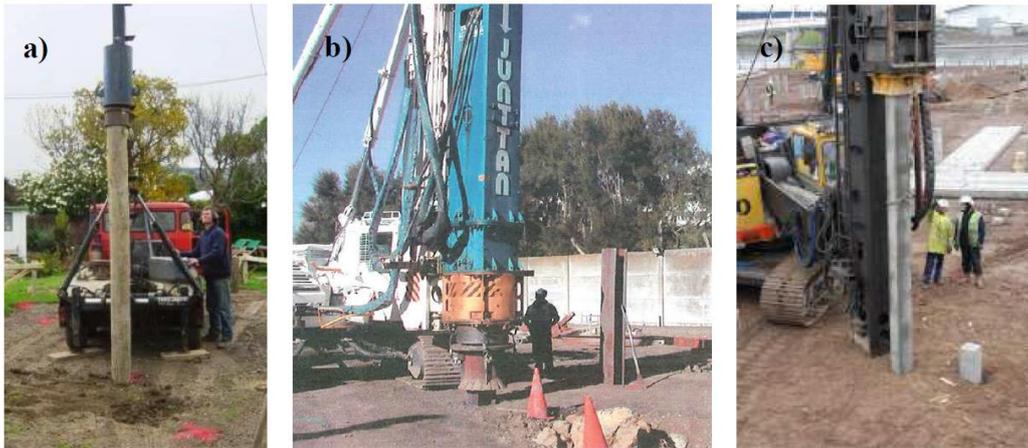


Figura 9 - Inclusões pré-fabricadas. a) de madeira b) metálica c) de concreto (Malcom, 2013)

As inclusões de concreto ou argamassa, podem ser dos tipos:

- **Inclusões perfuradas.** Consiste basicamente na execução de uma perfuração, que posteriormente será preenchida com concreto ou argamassa para formar a inclusão. A perfuração pode ser realizada a seco, com revestimento ou estabilizada com lama de bentonita, dependendo das características do solo perfurado. No caso de inclusões armadas, isso é reduzido na perfuração antes do vazamento, o que geralmente é feito com um tubo de tremie. A técnica utilizada é a mesma que no caso de estacas moldadas no local, com a diferença de que o diâmetro das inclusões é geralmente menor (20 a 30 cm), e estas não serão vinculadas posteriormente à estrutura.
- **Colunas de concreto vibrado (VCC).** A construção desses elementos envolve o uso de uma sonda vibratória suspensa de um guindaste. À medida que a sonda é abaixada, ela penetra no solo mole até atingir a profundidade máxima de inclusão, conforme Figura 10. O concreto é bombeado para a ponta da sonda vibratória, que é elevada e abaixada várias vezes até a profundidade do deslocamento para formar uma base expandida. A sonda vibratória é levantada para a superfície conforme o concreto preenche os vazios criados pelo vibrador durante a remoção. Normalmente, o vibrador penetra novamente no topo da coluna para construir uma cabeça expandida na qual a plataforma de distribuição pode ser construída.

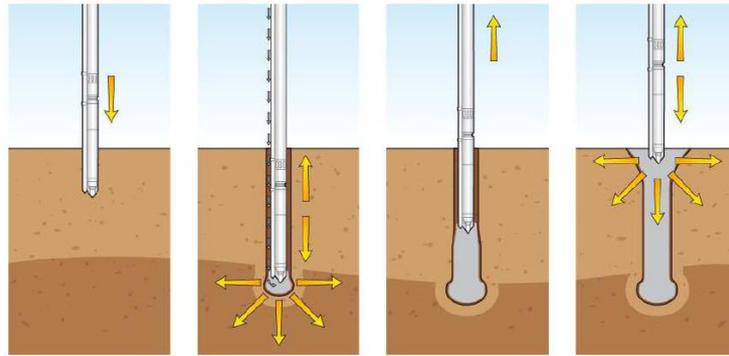


Figura 10 - Coluna de Concreto Vibrado. (Beatty, 2013)

- Micro estacas.** Inclusões geralmente injetadas de diâmetro pequeno são chamadas micro estacas. Geralmente são muito úteis no caso de fundações, onde existem condições de acesso restritas, e podem ser aplicadas a qualquer tipo de solo com o mínimo de perturbação da estrutura reforçada. A principal característica das micro estacas é o seu pequeno diâmetro de perfuração, que permite sua colocação em praticamente qualquer condição com equipamentos pequenos, em comparação com o usado para a colocação de estacas tradicionais. As etapas básicas para a construção de uma micro estaca injetada são apresentadas esquematicamente na Figura 11. As injeções compostas de uma pasta de água e cimento com uma proporção de 0,40 e 0,55 são comumente usadas. Em alguns países, às vezes é adicionada areia para diminuir o custo da mistura.

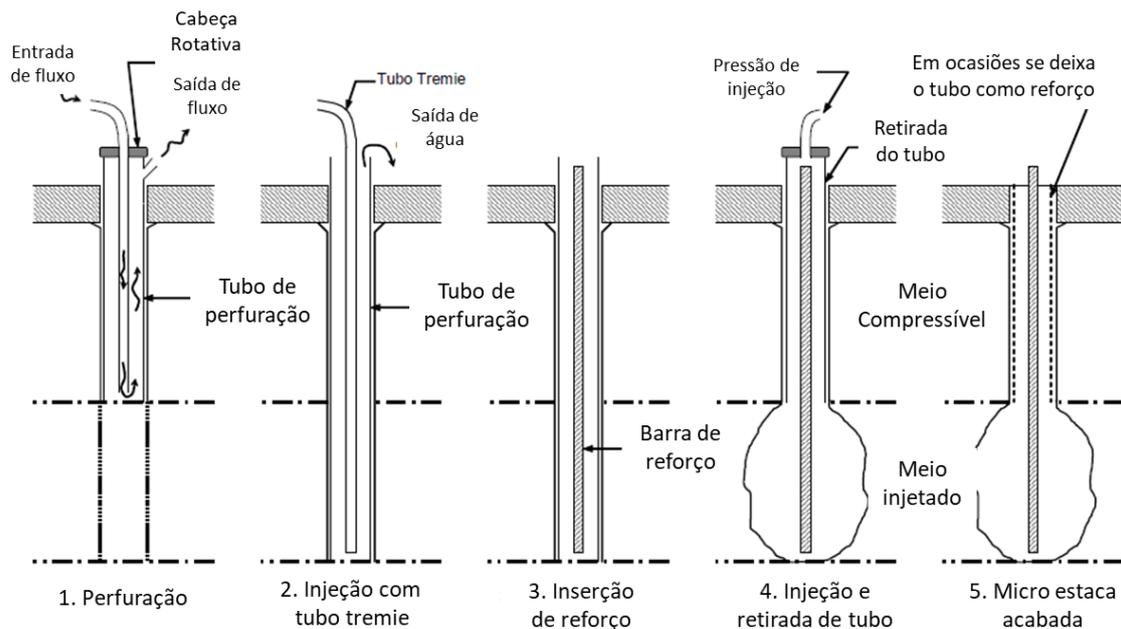


Figura 11 - Micro estacas injetadas. (Rebolledo, 2001)

- **Hélice Contínua (Continuous Flight Auger).** É uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno por rotação de um trado helicoidal contínuo. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura (opcional) é colocada sempre após a concretagem da estaca. Possui como principais características: a ausência de vibrações; alta produtividade; monitoramento de profundidade, inclinação do trado, velocidade de avanço, subida e rotação do trado na perfuração, e pressão de concretagem na retirada do trado; penetra em camadas mais resistentes; e executa estacas com até 150 cm de diâmetro e 38,5 m de comprimento. As etapas básicas da execução de uma estaca com hélice contínua são apresentadas na Figura 12.

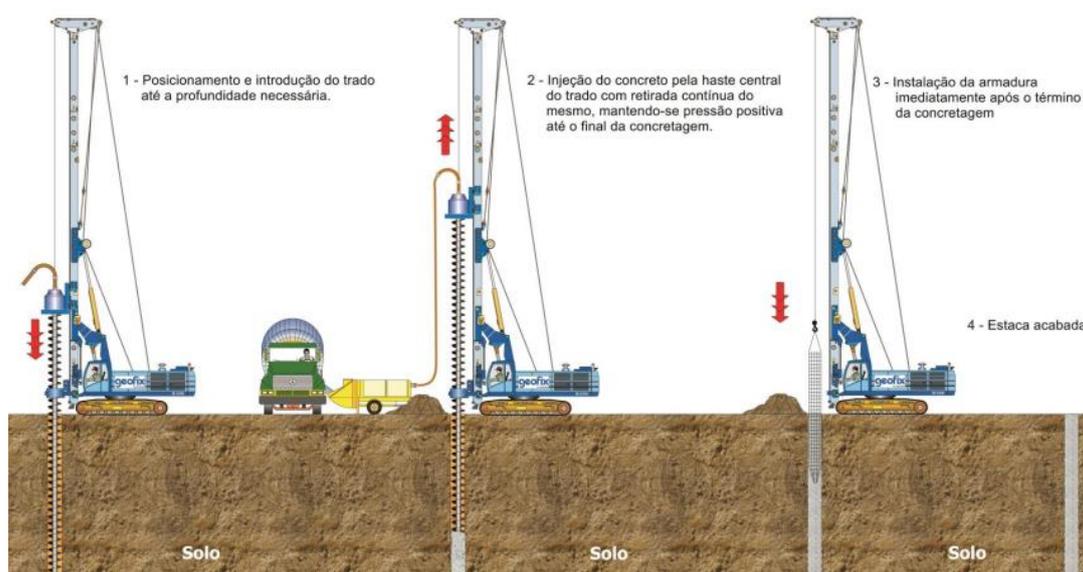


Figura 12 - Hélice contínua. (Geofix, 2015)

- **Colunas de módulo controlado (CMC).** Este sistema patenteado baseia-se no uso de um eixo helicoidal especialmente projetado, alimentado por um equipamento com uma alta capacidade de torque e impulso estático, que desloca o solo lateralmente. O orifício de deslocamento é empurrado para o solo até a profundidade necessária, resultando em um aumento na densidade do solo ao redor, conforme Figura 13. Durante o processo de extração do furo, uma coluna é construída injetando uma pasta de cimento sob uma pressão limite controlada (inferior a 5 bar), através do furo de deslocamento, a fim de atingir um raio predeterminado de rigidez em relação ao solo circundante.

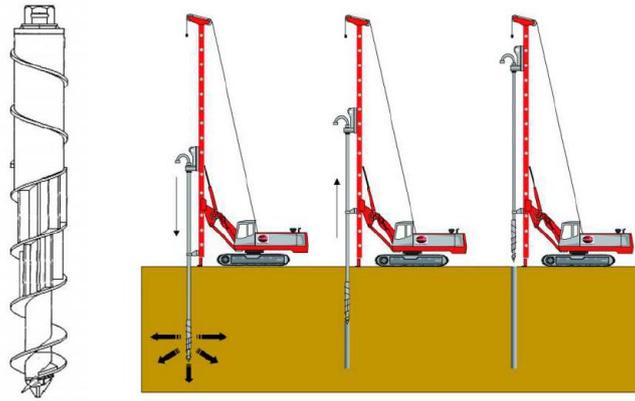


Figura 13 - Coluna de Módulo Controlado. (Menard, 2013)

- **Inclusões de argamassa envolvidas em geotêxtil.** Para a estabilização de minas e cavernas, foram utilizadas inclusões de argamassa injetada envolvidas em geotêxtis. As seções correspondentes a áreas ocas ou deformáveis no meio adotam um diâmetro maior que em áreas mais rígidas, deixando uma configuração como a mostrada na Figura 14.

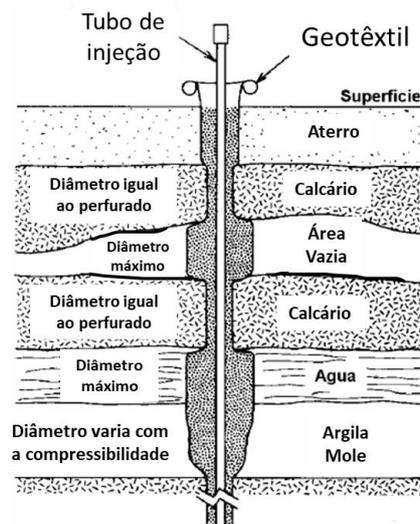


Figura 14 - Inclusão de argamassa envolta em geotêxtil. (Rebolledo, 2001)

As inclusões compostas de misturas de solo e algum ligante podem ser dos tipos:

- **Jet grouting.** Consiste em injeções de argamassa por meio de jatos de alta pressão direcionados lateralmente às paredes de um poço. O fluxo escava e mistura simultaneamente o solo, conforme Figura 15. A técnica permite melhorar as características geotécnicas, resultando em uma inclusão argamassa-solo com maior resistência que o solo original. O raio final alcançado da inclusão é chamado raio de ação e depende de vários fatores, como pressão de trabalho,

tempo de injeção, resistência ao corte do solo, tamanho dos furos, peso específico da argamassa, entre outros.

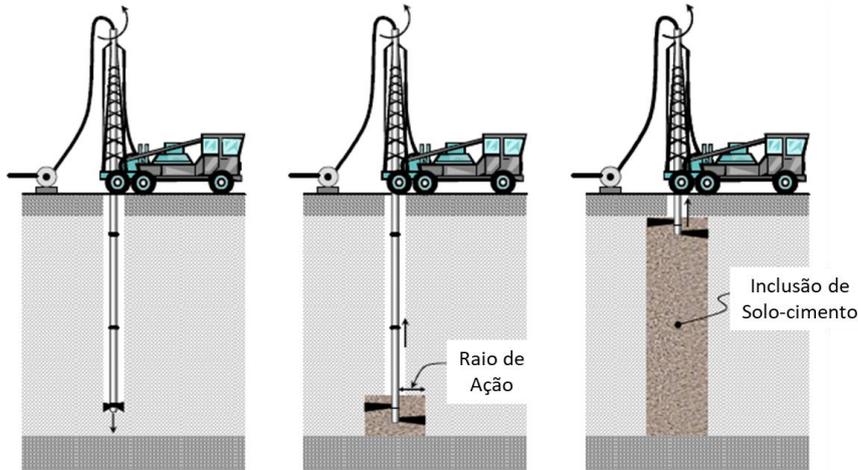


Figura 15 - Jet Grouting (Rebolledo, 2001)

- **Deep Soil Mixing.** Este sistema utiliza ferramentas mecânicas para cortar o solo no local e misturá-lo com uma argamassa bombeada de baixa pressão. Este método tem a capacidade de criar longas colunas de solo misto, tipicamente entre 1,5 e 2,4 m de diâmetro, em profundidades de até 25 m, conforme Figura 16. Este sistema fornece uma alternativa econômica em projetos de melhoria maciça de solos.

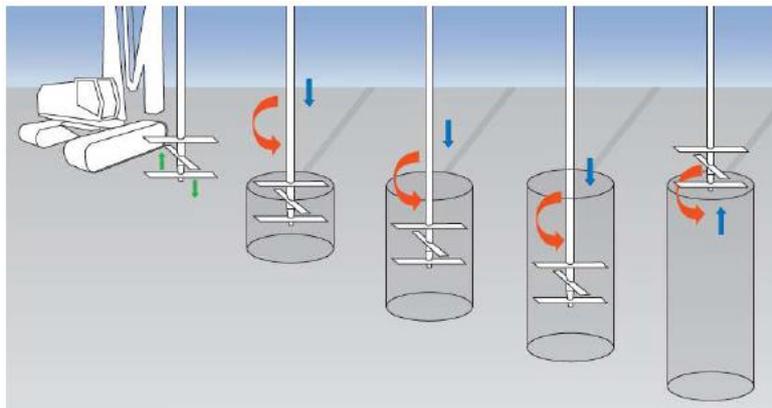


Figura 16 - Deep Soil Mixing. (Malcom, 2013)

- **Colunas de cimento-cal misturadas *in situ*.** Essa técnica consiste na mistura *in situ* do solo mole com um material estabilizador formado a partir de cal, cimento e ar pressurizado, criando uma coluna cujo diâmetro pode variar de 0,5 a 1,2 m e com profundidades de 15 a 25 m. Essa técnica é usada principalmente para redução de recalques e melhoria da estabilidade em projetos de infraestrutura,

como estradas e rodovias sobre depósitos de solo mole. Também tem sido utilizado na fundação de pequenos edifícios e pontes, bem como na estabilização de escavações e encostas. Sua principal aplicação é em argilas macias, mas também tem sido utilizada em argilas orgânicas e lodos argilosos.

- **Coluna de Brita.** Essa tecnologia utiliza pedra britada para o tratamento de solos de granulação fina (areia ou silte) de baixa resistência ou moles. A construção da coluna de brita se dá a partir do preenchimento do solo com a brita e permite o tratamento de solos em profundidade de até 50m. A introdução de um elemento de brita compactada permite aumentar a capacidade de carga, reduzir os recalques, aumentar a velocidade de adensamento e aumentar a resistência ao cisalhamento. Através dessa técnica, colunas de brita são construídas por um vibrador de profundidade especialmente adaptado e equipado para esse processo (Figura 17).

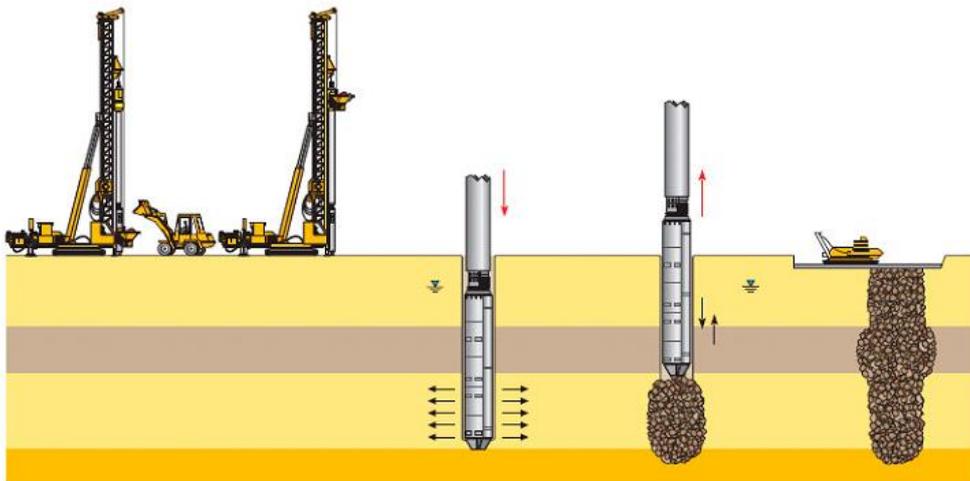


Figura 17 - Coluna de brita. (Tecnogeo, 2021)

### 2.2.3 Efeito das inclusões rígidas na redução de recalques

Segundo Briançon, et al. (2015), as inclusões rígidas são uma técnica para reduzir o problema de recalques de superfície; é uma técnica rápida de implementar e não requer a substituição de solos.

Pérez (2017) estudou o comportamento de fundações com inclusões rígidas como alternativa para o controle de recalques no solo colapsível do Distrito Federal, empregando a estratigrafia do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB), onde foram realizados numerosos ensaios de campo e laboratório e se constatou que a espessura

da camada colapsível atinge até 3,5m; e propôs uma metodologia para a análise e desenho de fundações com inclusões rígidas utilizando métodos numéricos.

Rebolledo, *et. al.*, (2019b) estudou o efeito das inclusões rígidas na redução de recalques, obteve como resultado um bom desempenho da fundação, considerando diferentes carregamentos e diferentes espaçamentos entre inclusões. Comparou ainda os resultados obtidos de recalques com fundação de inclusão rígida e sem inclusões se medidos com o solo em estado natural de umidade; conforme Figura 18. E obteve como resposta que, à medida que se aumentam os carregamentos, os recalques medidos em solo com inclusões rígidas são bem menores do que os sem inclusões, se observados com solo em estado natural de umidade.

Segundo Rebolledo, *et. al.*, (2019b), fundações com inclusões rígidas são mais eficientes quando o solo a ser reforçado é mais compressível e menos resistente, porque a camada de distribuição transfere mais carga para a cabeça dos elementos e menos carga para o solo reforçado. Em geral, para os casos 3D analisados, as inclusões rígidas tiveram bom desempenho, reduzindo o recalque em mais de 80% e homogeneizando os deslocamentos verticais a valores toleráveis que atendem aos estados limites de serviço. No entanto, é necessário o *feedback* dos casos de instrumentação na cidade de Brasília para validar ainda mais as considerações do projeto.

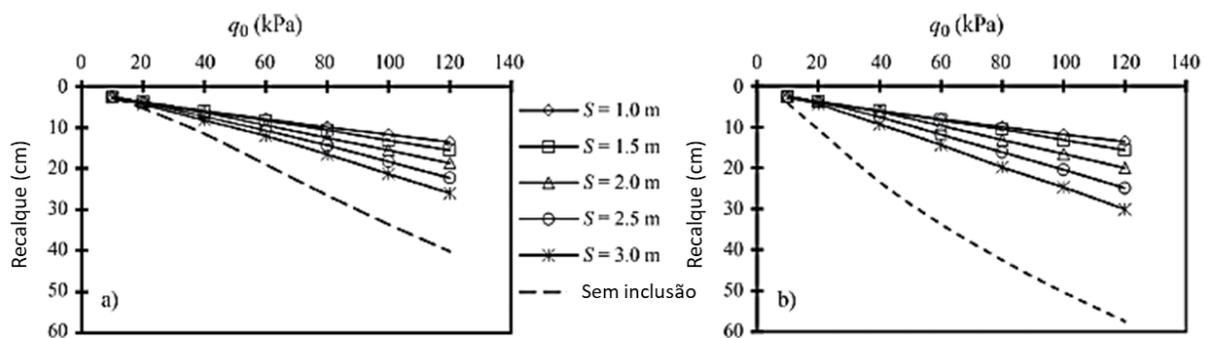


Figura 18 - Recalque como função do carregamento para diferentes valores de S, e a) Caso 1: estratigrafia com condições naturais de umidade e b) Caso2: estratigrafia com os primeiros 3,5m de solo saturado. (Rebolledo, et al., 2019b)

Gomes et al. (2019) estudou, pelo método de estaca equivalente de Poulos & Davis (1980), a utilização de inclusões rígidas na redução de recalques em solo colapsível do Distrito Federal quando aplicadas sob um radier, e constatou que o uso de inclusões rígidas demonstrou ser uma alternativa viável para o controle de recalques de solos colapsíveis, pois, além de reduzir a sua magnitude, promoveu a uniformização dos recalques diferenciais; e ainda, quanto aos estados limite de serviço, evidenciou, também, que as inclusões reduziram os recalques para níveis aceitáveis para a maioria das edificações (em torno de 3 cm).

García (2021) estudou o mecanismo de ruptura e transferência de carga na PTC utilizada em fundações com inclusões rígidas, através de um modelo físico em escala real, modelos físicos em centrífugas geotécnicas e simulações numéricas em 2D, considerando o solo compactado do Distrito Federal. Obteve como resultado que quando a rigidez da camada de distribuição aumenta, a magnitude dos recalques diminui consideravelmente, sem depender da rigidez do solo reforçado; quando se avaliam grupos de inclusões, as inclusões centrais recebem a maior parte da carga transmitida, os recalques resultam principalmente da deformação do volume acima da cabeça da inclusão e dependem diretamente do confinamento, do diâmetro da inclusão, separação de inclusões, altura, resistência e rigidez da PTC; e quanto maior a rigidez, menor o recalque e maior a pressão transmitida à cabeça da inclusão.

García (2021b), apresentou no final de seus testes que a forma do mecanismo de transferência de carga desenvolvido sobre as inclusões foi determinada pelo desmonte cuidadoso de cada um dos experimentos. Conforme os resultados apresentados por (Chevalier, et al., 2011), em que a forma observada foi uma coluna de solo localizada diretamente sobre as inclusões, a forma observada nesse caso foi um cone truncado invertido, isto é, um cone de transferência de carga. O ângulo externo ( $\beta$ ) variou dependendo da espessura do material da PTC. No caso não saturado, os valores de  $\beta$  entre  $58^\circ$  e  $62^\circ$  foram determinados visualmente, produzindo um valor médio de  $60^\circ$ ; valores entre  $64^\circ$  e  $67^\circ$  foram observados para o caso em solo-cimento e um valor médio de  $65^\circ$  foi considerado representativo. A Figura 21 mostra a forma e dimensão da PTC obtida. Portanto, García *et al* (2021b) concluiu que o mecanismo de transferência de carga depende somente de  $\beta$ , dos parâmetros geométricos H e  $a$  da PTC, S e da rigidez do solo.

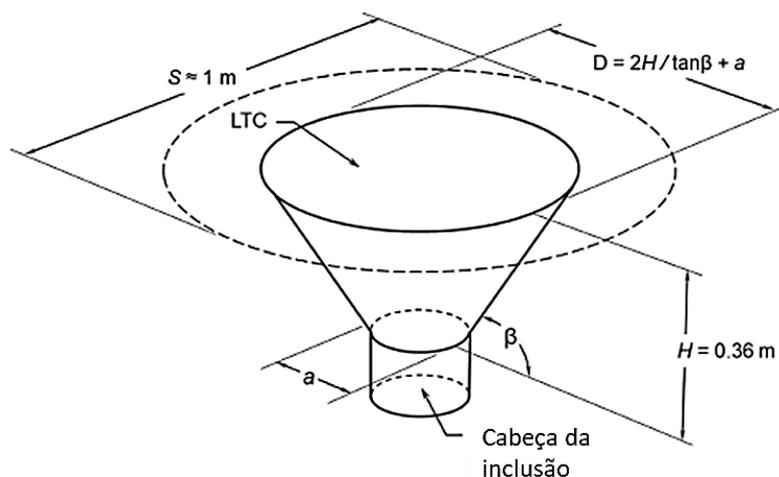


Figura 19 - Forma e dimensão da PTC. (Garcia, et al., 2021b)

É importante destacar que o  $\beta$  obtido é semelhante ao proposto pela Teoria de Coulomb (1776) dada pela equação 2, em que  $\phi$  representa o ângulo de atrito do material.

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (\text{Eq. 2})$$

Baseado nos parâmetros que definem a forma da PTC (Figura 19) e os carregamentos desenvolvidos ao longo dela, (Garcia, et al., 2021b) propôs algumas equações para determinar a espessura (H) da PTC e o espaçamento (S) entre as inclusões. A solução para H pode ser obtida usando uma procedimento iterativo. O valor máximo de H ( $H_{\text{máx}}$ ) e o valor mínimo de S ( $S_{\text{mín}}$ ) pode ser obtido considerando  $S=D$  e escrevendo a equação em termos de  $S_{\text{mín}}$  (Figura 20), conforme as equações 3 e 4, que podem ser utilizadas para qualquer tipo de problema em que o mecanismo de transferência de carga desenvolva um cone ou pirâmide truncado.

$$\frac{S_{\text{mín}} - a}{a} = \sqrt{\frac{q_{\text{ult}}}{q_1}} - 1; S = D \quad (\text{Eq. 3})$$

$$H_{\text{máx}} = (S_{\text{mín}} - a) \frac{\tan \beta}{2} \quad (\text{Eq. 4})$$

Em que  $a$  é ao diâmetro da inclusão,  $q_{\text{ult}}$  é a carga última de ruptura,  $q_1$  é a carga transmitida pela PTC.

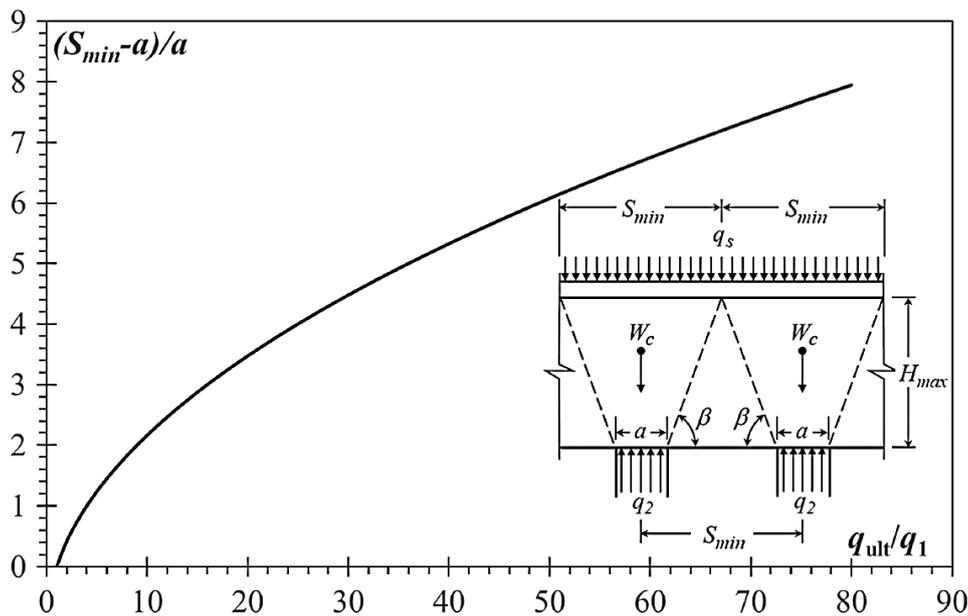


Figura 20 - Representação gráfica da equação (Garcia, et al., 2021b)

#### 2.2.4 Aplicação em projetos de silos e tanques

Embora haja na literatura, relatos da utilização de inclusões rígidas para diversos tipos de construções, desde pontes, rodovias, tanques e outros; a aplicação de inclusões rígidas para

silos graneleiros é considerado algo inovador, pois há poucas referências na literatura técnica e científica até o momento de estudos ou utilizações deste tipo de fundação para redução de recalques em lajes de fundo de silos graneleiros e tanques.

Um caso de utilização de inclusões em silos que se pode citar é o caso de Lódör, et al. (2016) e Móczár et al. (2016), na Hungria. Foi construído um silo para armazenamento de açúcar de 60 m de diâmetro e 40 m de altura com capacidade de 60.000 t, Figura 21. Foram utilizadas estacas “convencionais” por baixo das vigas de borda e do túnel central, enquanto na zona média da estrutura, por baixo de um radier, utilizou-se inclusões rígidas para uniformizar os recalques, Figura 22. O radier foi construído de concreto armado de 25 cm de espessura, acima de uma PTC de 2m de espessura formada por material granular e reforçada com geogrelha. O solo sob a PTC foi reforçado com aproximadamente 280 inclusões de concreto sem reforço estrutural, de 15 m de comprimento e diâmetros de 1 e 1,2 m, e a viga de borda e o túnel com 90 estacas de concreto reforçado de 12,5 e 14,7 m de comprimento e 1 e 1,2m de diâmetro.

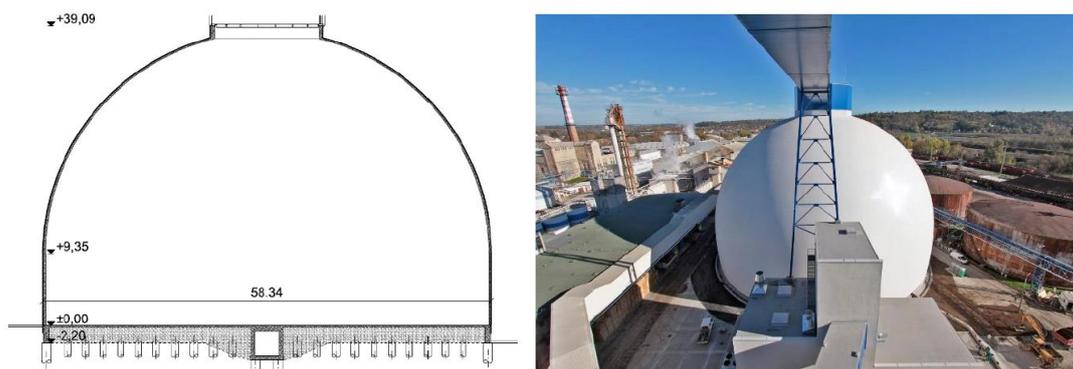


Figura 21 – Caraterísticas gerais da estrutura e a fundação (Lódör et al., 2016)

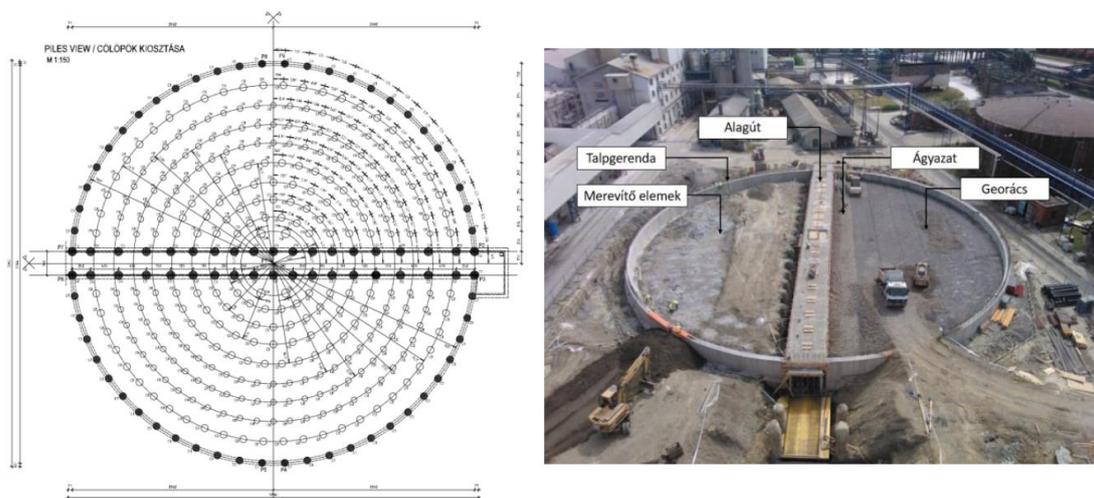


Figura 22 – Distribuição em planta das estacas e das inclusões rígidas (Lódör et al., 2016)

Outra aplicação de inclusões que mais se aproxima da utilização em silos graneleiros, quando o principal quesito é a redução de recalques da laje de fundo, é o caso de Bernuy, et al. (2018) que estudou a utilização das inclusões nas fundações de oito tanques reservatórios de gás liquefeito de petróleo no Kuwait, de 96 m de diâmetro e 45 m de altura, e obteve bons resultados na redução de recalques. Foram construídas um total de 1128 inclusões por tanque, de 0,8 m de diâmetro e 22 m de comprimento, Figura 23 e Figura 24.

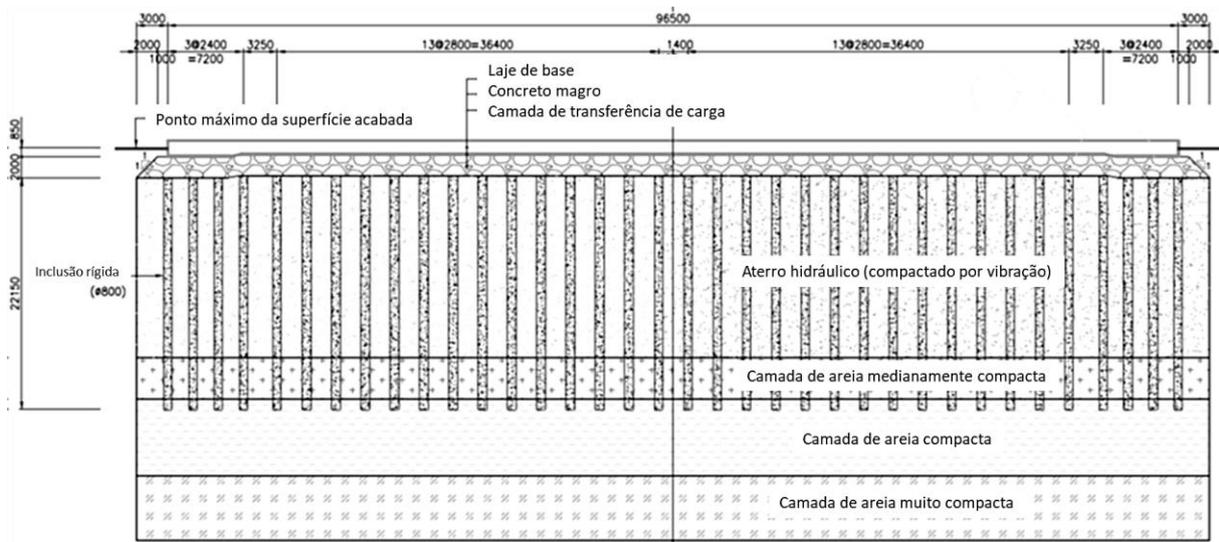


Figura 23 – Configuração das inclusões embaixo do tanque (Bernuy et al., 2018)



Figura 24 – Vista geral da construção das inclusões e da PTC (Bernuy et al., 2018)

## 2.3 Modelagem numérica de fundações de silos

### 2.3.1 Método dos elementos finitos (software Plaxis 3D)

O Software Plaxis da Bentley (2021) é um programa computacional capaz de projetar e realizar análises avançadas de modelos geotécnicos, por meio de elementos finitos ou equilíbrio de limite da deformação e da estabilidade do solo e rocha, bem como a interação da estrutura do solo e água subterrânea e fluxo de calor. Utiliza modelos constitutivos avançados para a simulação do comportamento não linear e depende de tempo do solo. Consegue aplicar poro-

pressões hidrostáticas e não hidrostáticas, modela estruturas e a interação entre as estruturas e o solo e realiza projetos de todos os tipos: escavações, fundações, aterros, túneis, minas, dragagem e outros. Para tanto, este programa possui duas versões, sendo uma bidimensional (2D) e outra tridimensional (3D) e utiliza em suas versões elementos de 6 ou 15 nós, e considera alguns elementos estruturais de diferentes comportamentos, como os elementos de volume, as placas, as vigas, as “vigas embutidas” (*embedded beam*), os elementos de interface e outros.

Segundo Oliveira (2015), a modelagem por meio de elemento de volume consiste em representar estacas ou inclusões que ocupem um determinado volume dentro da geometria do problema. Os elementos de volume são associados a elementos de interface para simular a interação entre a estaca e o solo, a principal vantagem ao se modelar inclusões como elementos de volume se deve ao fato de obter-se um comportamento mais representativo. Para inserir esses elementos dentro do maciço, deve-se escolher a geometria da seção transversal e o comprimento da estaca ou inclusão. Ressalta-se, conforme Gomes (2020), que o uso de elementos de volume permite uma grande versatilidade quanto à forma da seção transversal, enquanto que em seguida, atribui-se ao elemento as propriedades relativas ao material da estaca.

Elementos do tipo placa (*plate*, em inglês) foram concebidos para modelar estruturas “bidimensionais” (duas dimensões preponderam sobre uma) com rigidez axial e à flexão. As placas são compostas por elementos triangulares com 6 nós, cada um apresentando 3 graus de liberdade quanto à translação e 3 graus de liberdade quanto à rotação. Estes elementos se baseiam na teoria de Mindlin para placas, onde as deflexões do elemento se devem tanto aos esforços de flexão quanto aos esforços cortantes, e os elementos podem sofrer deformação axial. O sistema de eixos e convenção de esforços internos positivos desta estrutura são apresentados na Figura 25.



Figura 25 - Elemento tipo placa (Plaxis). (Oliveira, 2015)

Elementos do tipo viga (*beam*, em inglês) foram concebidos para modelar estruturas “unidimensionais” (uma dimensão prepondera sobre as duas demais) com rigidez axial e à flexão. As vigas são compostas por elementos de linha com 3 nós, cada um apresentando 3 graus de liberdade quanto à translação e 3 graus de liberdade quanto à rotação. Estes elementos

se baseiam na teoria de Mindlin para vigas, onde as deflexões do elemento se devem tanto aos esforços de flexão quanto aos esforços cortantes, e os elementos podem sofrer deformação axial. Estes elementos não suportam esforços de torção. Quando um elemento “*beam*” está conectado a outro elemento estrutural, eles compartilham todos os graus de liberdade no nó de conexão, o que significa que a ligação é rígida, podendo-se, entretanto, controlar quais graus de liberdade serão compartilhados. O sistema de eixos e a convenção de esforços internos positivos desta estrutura são apresentadas na Figura 26.

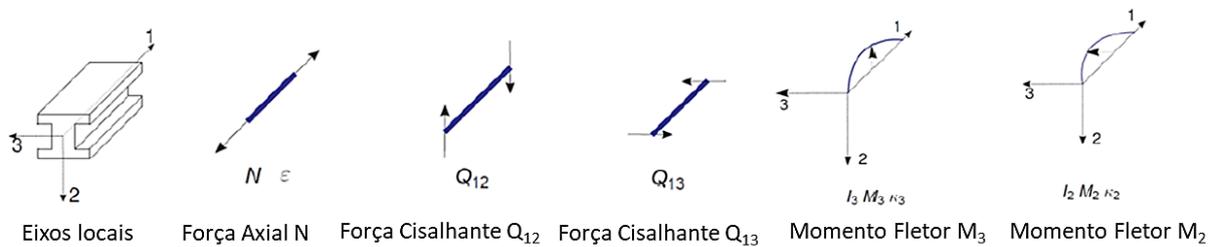


Figura 26 - Elemento tipo viga (Plaxis). (Oliveira, 2015)

Uma viga embutida ou *embedded beam* é um objeto estrutural que pode ser representativo de estruturas como estacas ou tirantes. *Embedded beams* são compostas de elementos tipo viga e podem ser posicionadas em qualquer direção. Em termos de elementos finitos, podem “cruzar” os elementos tetraédricos de 10 nós induzindo a criação de 3 nós dentro do elemento. Sua interação com o subsolo é feita por elementos especiais de interface. (Gomes, 2020)

A interação entre o solo e a estrutura pode ocorrer por atrito lateral ou por resistência de ponta e é determinada pelo deslocamento relativo entre o solo e o elemento estrutural representado. Apesar de uma *embedded beam* não ocupar volume, é atribuído um volume virtual ao redor da estaca/tirante onde não é considerado o comportamento plástico do solo. Assim sendo, define-se essa região como zona elástica. A zona de influência dessa região é função do diâmetro equivalente do elemento que, por sua vez, é função das propriedades do material atribuído à *embedded beam*. Entretanto, cabe ressaltar que, esse tipo de elemento é particularmente aplicável para objetos estruturais que provocam pouca alteração no maciço circundante (p. ex. estacas hélice contínua) (Bentley, 2021)

Os elementos de interface são adicionados a objetos do tipo placa ou elemento de volume, a fim de permitir uma modelagem adequada da interação solo-estrutura. Estes elementos de interface são utilizados para simular por exemplo uma região de contato entre uma parede do túnel de um silo com o solo circundante. Para cada elemento de interface é

atribuído uma espessura virtual, que é uma dimensão imaginária utilizada para definir as propriedades da interface. Quanto maior for a espessura, maiores serão as deformações elásticas geradas. Em geral, elementos de interface devem gerar pequenas deformações elásticas e, por isso, a espessura virtual deve ser igualmente pequena. Por outro lado, caso essa dimensão imaginária seja muito pequena, podem ocorrer inconsistências numéricas (*ill-conditioning*) (Bentley, 2021)

### 2.3.2 Modelo constitutivo Hardening Soil

Segundo a Bentley (2020), o modelo HS é um modelo avançado para a simulação do comportamento do solo. Como no modelo de Mohr-Coulomb, os estados limites de tensão são descritos por meio do ângulo de atrito ( $\phi$ ), da coesão ( $c$ ) e do ângulo de dilatação ( $\psi$ ). No entanto, a rigidez do solo é descrita com muito mais precisão usando três módulos de rigidez de entrada diferentes: o módulo de rigidez secante obtido no teste triaxial ( $E_{50}$ ), o módulo de rigidez tangente obtido no teste triaxial de descarregamento e recarregamento ( $E_{ur}$ ) e o módulo de rigidez tangente de carregamento odométrico ( $E_{oed}$ ).

Em contraste com o modelo de Mohr-Coulomb, o modelo HS também considera o módulo de rigidez dependente da relação tensão-deformação. Isso significa que os módulos de rigidez mudam com o nível de tensões. Portanto, todos os três módulos de rigidez de entrada relacionam-se a uma tensão de referência, geralmente tomada como  $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$  (1 Bar).

Além dos parâmetros do modelo mencionados acima, as condições iniciais do solo, como a tensão de pré-adensamento, desempenham um papel essencial na maioria dos problemas de deformação do solo. Isso pode ser levado em consideração na geração inicial de tensão.

O modelo *Hardening Soil* é implementado no software Plaxis e é baseado na teoria da plasticidade. Conforme Rebolledo (2019a), suas principais características são:

- As deformações totais são calculadas usando uma tensão dependente da rigidez;
- A rigidez é definida tanto para as condições de carga como de descarga;
- Modelagem de deformações irreversíveis devido à carga desviadora primária (endurecimento por cisalhamento);
- Modelagem de deformações plásticas irreversíveis devido à compressão primária sob carregamento odométrico e isotrópico (endurecimento por compressão);

- Uma regra de fluxo não associada é assumida para o endurecimento por cisalhamento, e uma regra de fluxo associada é assumida para o endurecimento por compressão;
- O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é aplicado.

O modelo de solo com endurecimento isotrópico é um modelo avançado capaz de simular o comportamento de vários tipos de solo tanto coesivos como granulares. Considerado como uma aproximação de segunda ordem, constitui uma variante elastoplástica do modelo hiperbólico. Diferentemente do modelo elastoplástico perfeito, a superfície de fluência do modelo não é fixa no espaço dos esforços principais, senão que pode expandir-se devido a deformações plásticas e em função do esforço de pré-adensamento (Leal, et al., 2009).

Em geral a função de fluência do modelo tem a forma:

$$f = \bar{f} - \gamma^{\rho} \quad (\text{Eq. 5})$$

onde  $\bar{f}$  corresponde a uma função dependente dos esforços considerados e dos parâmetros de rigidez do modelo, enquanto que  $\gamma^{\rho}$  é função das deformações plásticas. A representação do contorno total de fluência é mostrada na Figura 27.

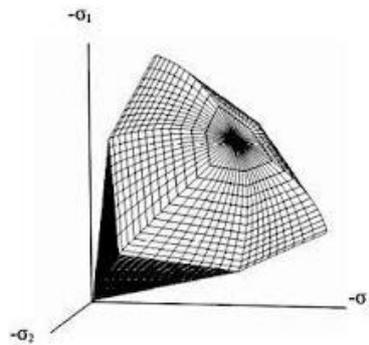


Figura 27 - Superfície de ruptura do modelo *hardening soil*. (Leal, et al., 2009)

O comportamento tensão-deformação para o carregamento primário é extremamente não linear. O parâmetro  $E_{50}$  provém da relação tensão-deformação confinante dependente do módulo de rigidez para carregamento primário.  $E_{50}$  é usado no lugar do módulo inicial ( $E_i$ ) para pequenas deformações que, como um módulo tangente, é mais difícil de determinar experimentalmente. É dado pela equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c' \cos \phi' + \sigma_3' \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (\text{Eq. 6})$$

Conforme se verifica pela Figura 28,  $E_{50}^{ref}$  é um módulo secante de rigidez de referência correspondente a tensão de referência  $p^{ref}$ . A atual rigidez depende da tensão principal menor,

$\sigma'_3$ , o qual é a tensão efetiva de confinamento num ensaio triaxial. O resultado da dependência de tensão é dado pelo expoente  $m$ . Como um módulo secante de rigidez de referência,  $E_{50}^{ref}$  é determinado de uma curva tensão-deformação de um teste triaxial, para mobilização de 50% da resistência ao cisalhamento máxima  $q_f$ . (Schanz, et al., 1999)

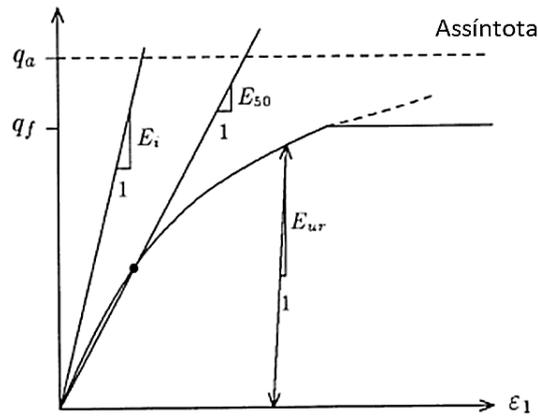


Figura 28 - Hipérbole da relação tensão-deformação do carregamento primário para um teste triaxial drenado. (Schanz, et al., 1999)

A capacidade do modelo para simular o comportamento do solo em situações de carga e descarga mediante a definição do módulo de rigidez em carregamento-descarregamento ( $E_{ur}$ ), a incorporação da representação do estado deformacional do solo em situações de compressão unidimensional (módulo odométrico,  $E_{oed}$ ), e a consideração da dependência da rigidez do solo em função de um estado de esforços específico (parâmetro  $m$ ) constituem os desenvolvimentos mais importantes do modelo e endurecimento (Leal, et al., 2009).

Similar ao módulo triaxial, o módulo de rigidez axial dependente da tensão para carregamento odométrico primário é obtido conforme a equação 7:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c' \cos \phi' + \sigma'_1 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (\text{Eq. 7})$$

E o módulo de rigidez dependente da tensão confinante de carregamento e descarregamento é definido pela equação 8:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (\text{Eq. 8})$$

### 2.3.3 Exemplo de aplicação para silos graneleiros

Em Móczár et al (2016), foi realizada uma retro análise em 3D com o software Plaxis do comportamento das fundações com inclusões rígidas de um silo armazenador de açúcar. As fundações utilizadas foram dispostas radialmente sobre o terreno, portanto o espaçamento entre

elas era variável; o modelo constitutivo utilizado para essa análise em métodos de elementos finitos foi o HSsmall, pois a finalidade era evitar a superestimação das deformações do solo a grandes profundidades; os resultados calculados foram comparados com os recalques monitorados durante o histórico de carga-descarga do silo (Figura 29).

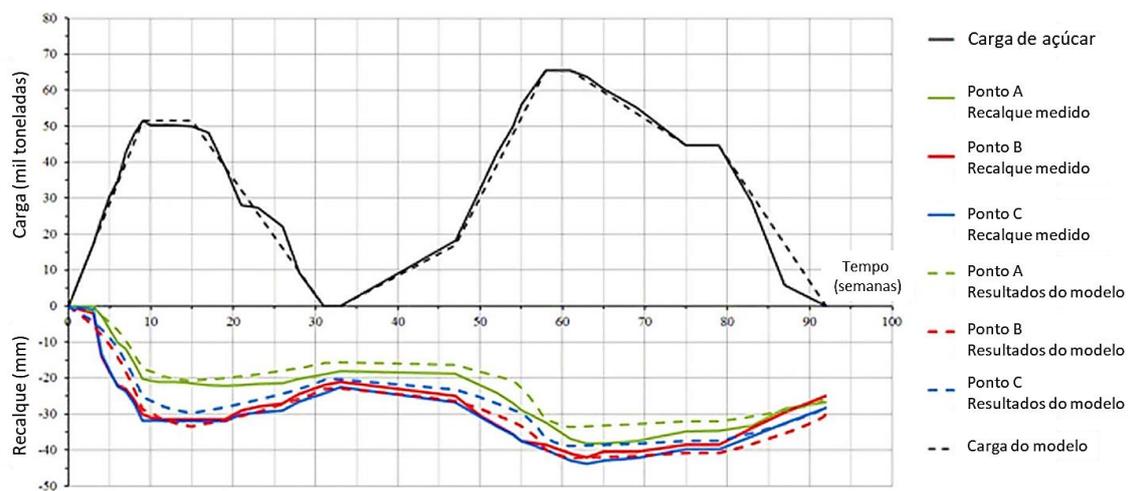


Figura 29 - Resultados das fundações do silo de Hungria. (Móczár, et al., 2016)

Os resultados obtidos por Móczár et al. (2016) indicaram que: os recalques calculados e os medidos tiveram pouca divergência, sendo a maior diferença entre eles de aproximadamente 10%; após a primeira carga, as curvas dos deslocamentos medidos e calculados têm formas semelhantes; em geral, pode concluir-se que o comportamento do solo e a interação solo-estrutura estão em boa sintonia com os resultados da monitoração.

Móczár et al. (2016), em seu trabalho, considerou apenas um quarto do silo em sua modelagem numérica (Figura 30) e ao invés de considerar o efeito o açúcar armazenado como carga distribuída na laje de fundo, o açúcar foi modelado como uma solo granular, de modo que as intensidades de carga transferidas pudesse retratar as condições reais; as etapas de construção foram definidas de forma que o modelo reproduzisse o histórico de carga e descarga com a maior precisão possível.

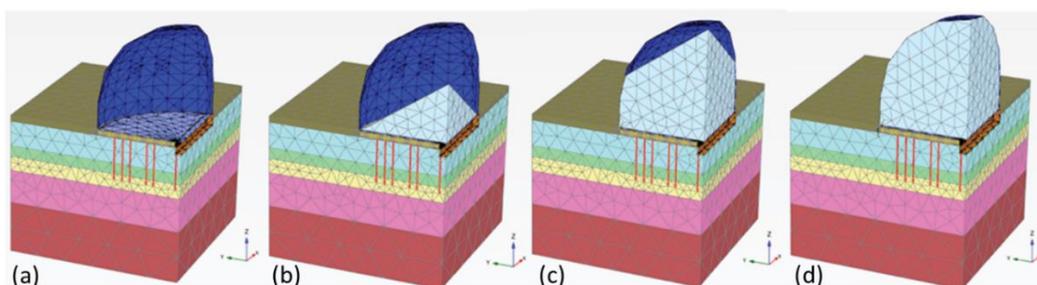


Figura 30 - Silo Modelado de Móczár et al (2016).

### 3 ESTUDO DE CASO

Escolheu-se um projeto de silos graneleiros da região centro-oeste brasileira como base para o estudo de caso desta dissertação. Portanto, foram desenvolvidas as etapas segundo o fluxograma da Figura 31.

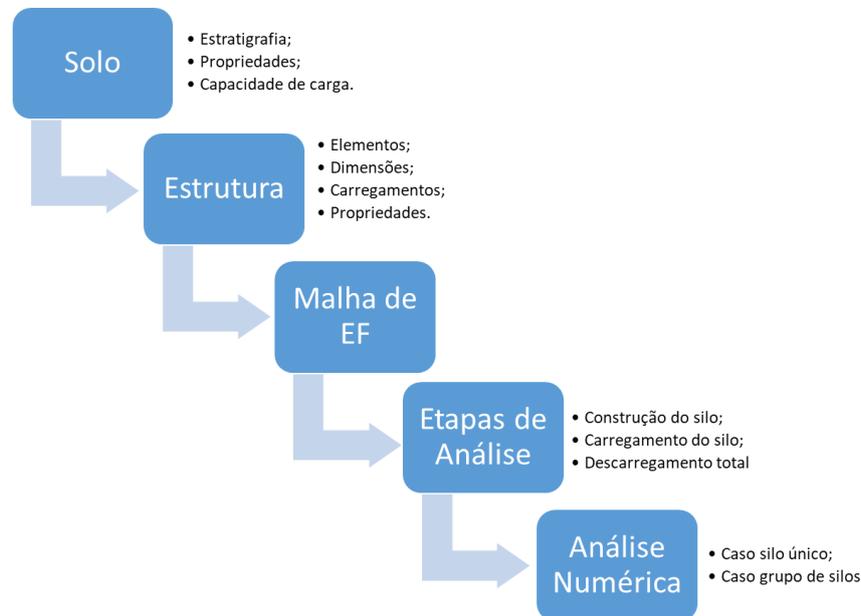


Figura 31 - Fluxograma de etapas desenvolvidas

#### 3.1 Descrição geral do projeto

O estudo de caso selecionado para esta dissertação compreende um caso real de um grupo de oito silos graneleiros construídos no ano de 2014, dispostos em duas linhas de quatro unidades, conforme Figura 33 e Figura 32, responsáveis por estocar grãos de soja; estes silos situados na região do Município de São Félix do Araguaia, no Estado do Mato Grosso, apresentaram ao longo de sua vida útil recalques intensos, capazes de reduzir consideravelmente a capacidade útil de estocagem da unidade de armazenamento. As medidas de cada silo são descritas na Figura 34 e na Tabela 4.

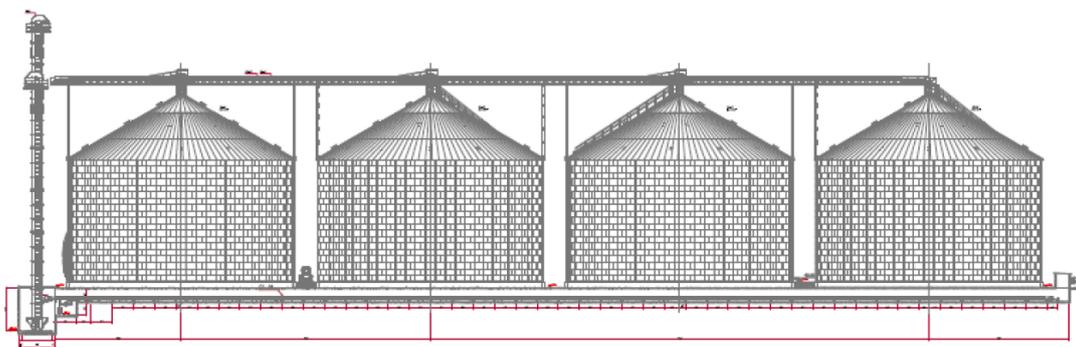


Figura 32 - Grupo de Silos em Estudo, Vista em Corte. (Souza Filho, 2018)

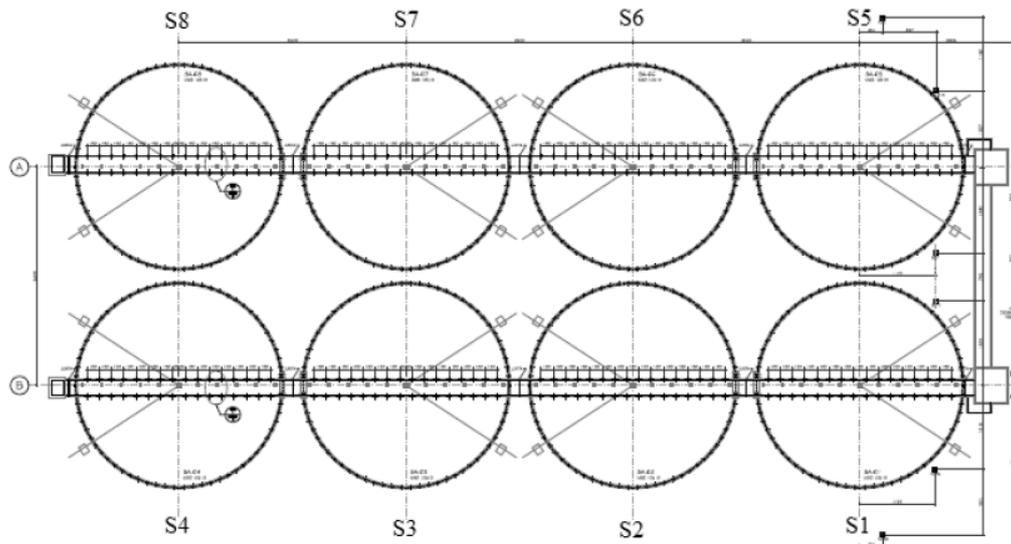


Figura 33 - Grupo de Silos em Estudo, Vista em Planta. (Souza Filho, 2018)

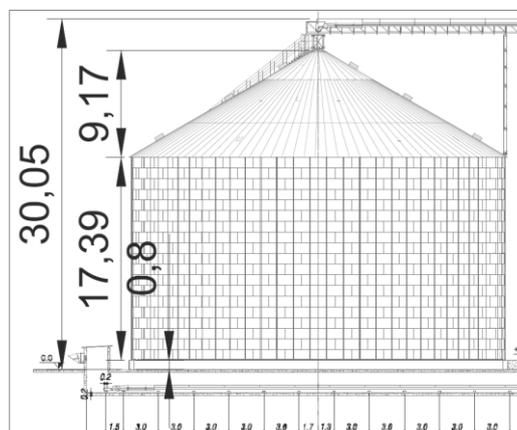


Figura 34 - Silo unitário cotado.

Tabela 4 - Medidas do silo unitário.

Parâmetro	Valor	Unidade
Altura total	30	m
Altura do costado	17,4	m
Altura da cobertura	9,2	m
Volume armazenado	14.345,94	m <sup>3</sup>
Diâmetro	32,4	m
Área da Base	824,48	m <sup>2</sup>
Comprimento do anel	101,79	m
Altura do anel	1,2	m
Espessura do anel	0,4	m
Altura do túnel	2,5	m
Largura do túnel	2,8	m

Todos os oito silos têm formato padrão, e são compostos por chapa metálica corrugada unidas por montantes metálicos compondo a parede do tanque, com cobertura constituída pelo mesmo material das paredes. A capacidade de armazenamento de cada silo é de 12 mil toneladas de grãos, de forma que a entrada destes é feita pela torre superior, e a saída pelas correias transportadoras alocadas no túnel inferior, situado a uma cota de dois metros abaixo do nível do terreno (Souza Filho, 2018).

A base do silo padrão consiste em uma laje executada em concreto armado, dispondo todo o sistema de aeração nesta, conforme Figura 35, apoiada em uma camada de aterro compactado de 1,5 m de altura que foi executada acima do nível do terreno para a elevação do nível do piso ou laje, além do túnel central para saída dos grãos, conforme Figura 36, que conecta toda a linha de silos. As paredes transferem seus esforços para um anel circular externo de concreto de 1,20 m de altura e 0,40 m de largura de base, que não se encontra ligado estruturalmente à laje de fundo (Souza Filho, 2018).

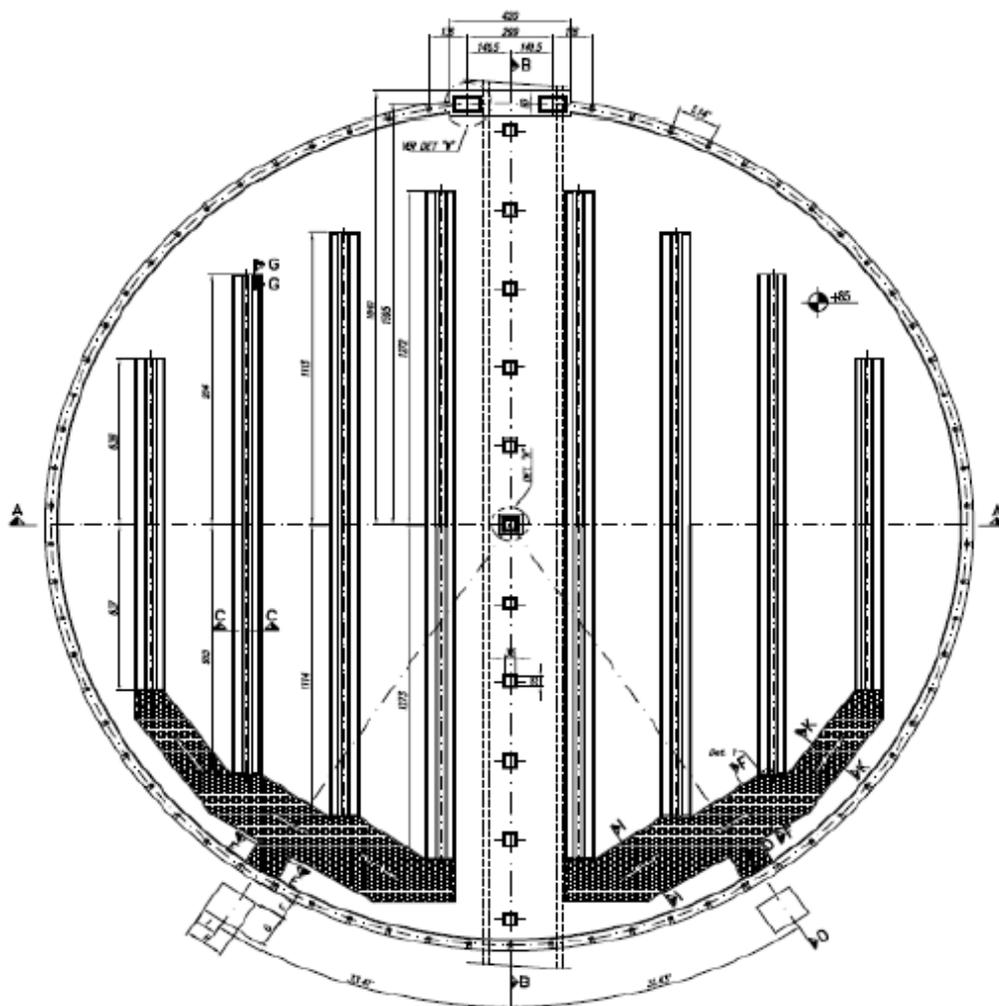


Figura 35 - Base do Silo, Vista em Planta. (Souza Filho, 2018)

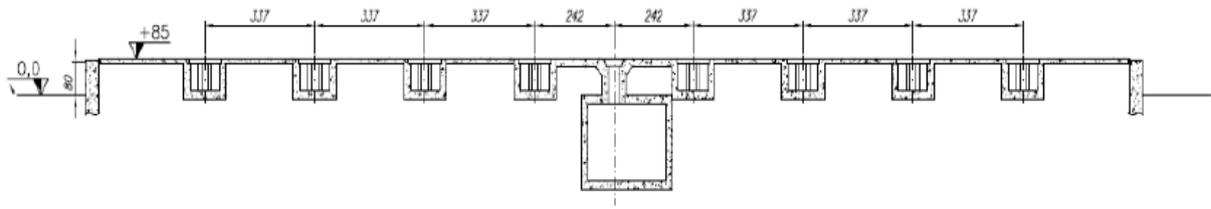


Figura 36 - Base do Silo, Vista em Corte. (Souza Filho, 2018)

A transferência de carga para o terreno é feita por meio de estacas hélice-contínua de 20 m de comprimento e 0,35 m de diâmetro. Há no túnel central um total de 32 estacas e no anel 68 estacas, dispostas de maneira simétrica, conforme Figura 37 e Figura 38.

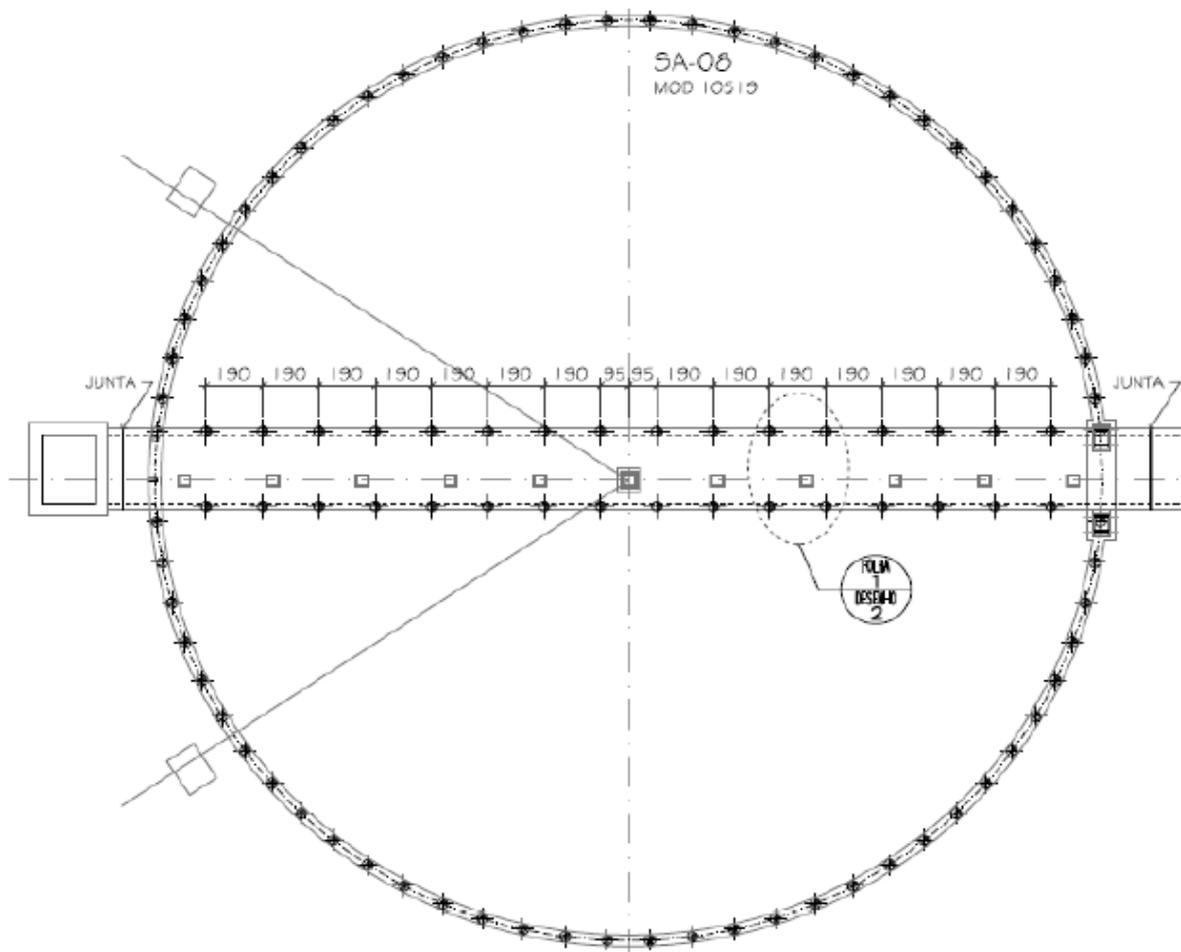


Figura 37 - Locação de Estacas de Fundação, Vista em Planta. (Souza Filho, 2018)

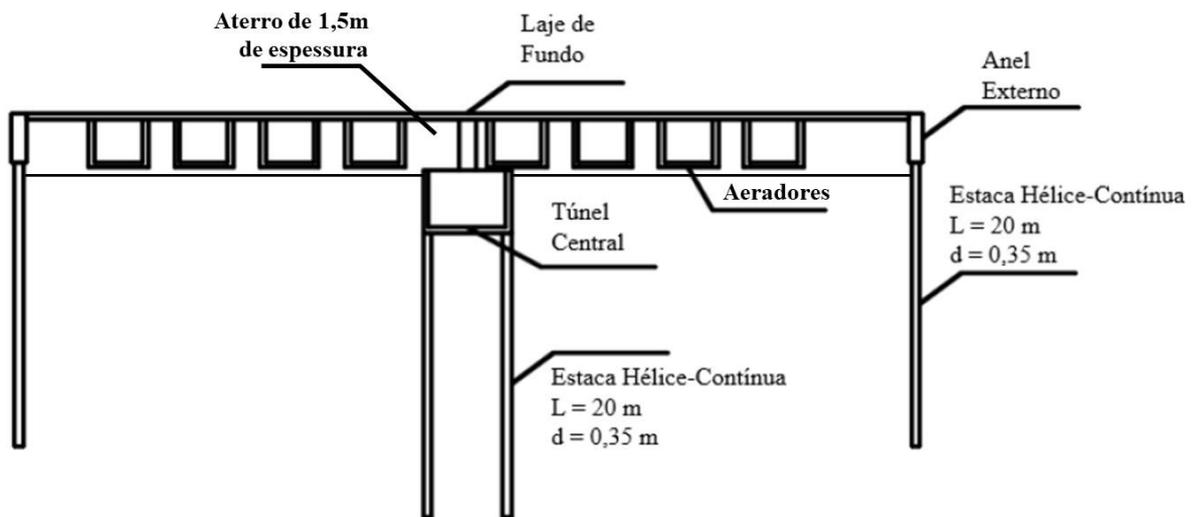


Figura 38 - Localização de Estacas de Fundação, Vista em Corte. (Souza Filho, 2018)

O túnel que passa imediatamente abaixo de todos os silos do grupo, disposto de forma linear, é constituído por um piso, paredes e um teto, ambos em concreto armado, conforme Figura 39. Este túnel é utilizado para a retirada de grãos.

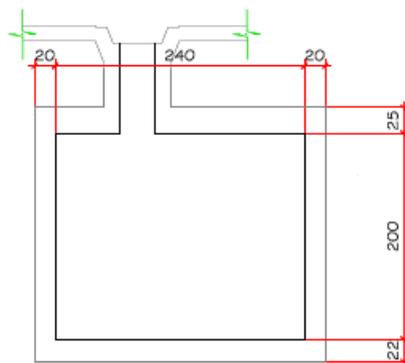


Figura 39 - Estrutura do túnel em corte.

Em virtude dos recalques experimentados pela estrutura, foram observadas patologias nas paredes do túnel principal e nas estruturas em si, patologias estas que comprometeram a operacionalidade das unidades de armazenamento (Sampaio, 2018). Segundo Bernades et al. (2021), após o primeiro ciclo de carga e descarga dos silos (apenas os silos 1 a 4 foram utilizados neste período), foram observadas várias trincas e recalque excessivo na laje do silo, conforme mostrado na Figura 40. A Figura 40b mostra que a laje do silo 3, com nível superior originalmente construído 50 mm acima do topo da viga do anel externo, foi submetida a recalques perceptíveis. As medições de campo realizadas durante a construção e operação indicaram recalques superiores ao estado limite de utilização usual para este tipo de estrutura.



Figura 40 - Trinca na laje do silo (a) e recalque excessivo entre a viga do anel do silo e a laje (b) (Bernardes, et al., 2021)

Estas patologias são comuns nos silos graneleiros construídos na região Centro-Oeste do país, conforme mostrado na Figura 41 estes mesmos problemas aconteceram em silos graneleiros construídos em Goiás, Mato Grosso e Minas Gerais (na fronteira com Goiás). Em todos os casos a mesma solução de fundação foi adotada; estacas debaixo do anel perimetral e do túnel coletor, e uma laje central (que recebe quase a totalidade do carregamento do grão) sob um aterro de espessura variável. Além disso, em todos os locais, uma camada superficial de solo tropical colapsível, de 5 a 10 m de espessura, com número de golpes ( $N_{SPT}$ ) de 2 a 6, foi detectada na exploração geotécnica. Os silos tiveram que ser esvaziados para evitar a contaminação dos grãos pela entrada de umidade e de baratas através das trincas e da abertura da junta estrutural.

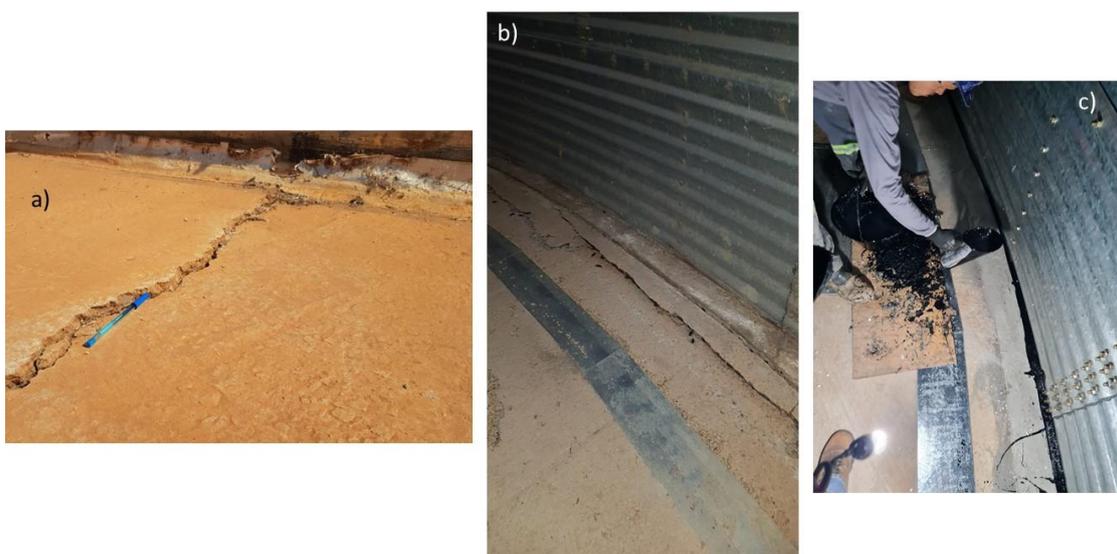


Figura 41 - (a) Trinca na laje do silo, (b) abertura da junta estrutural entre a laje e a viga do anel do silo, e (c) impermeabilização da junta estrutural após abertura

Devido a isto, neste trabalho é proposto o uso de inclusões rígidas para o reforço do solo sob a laje central, com o intuito de uniformizar os recalques e evitar qualquer problema estrutural da fundação que comprometa o correto funcionamento do silo.

### 3.2 Solução proposta com inclusões rígidas

Para a solução proposta com inclusões rígidas, considerou-se o modelo do projeto do estudo de caso, considerando a sua fundação de estacas de 20m sob o anel perimetral e sob o túnel, o aterro compactado sob a laje de fundo (radier) foi considerado como constituído pelo solo de Brasília compactado, considerando as características do solo compactado em Rebolledo (2019b) e pelas suas dimensões e função, este aterro foi adotado como a plataforma de transferência de carga neste estudo.

Para calcular o espaçamento entre inclusões, foram usadas as equações 3 e 4, propostas por (Garcia, et al., 2021b), em que se calculou o espaçamento mínimo ( $S_{min}$ ) a partir da altura da PTC (H). Como o espaçamento não atendia aos valores limites, então, adotou-se a utilização de capiteis de 0,9x0,9m sobre as cabeças das inclusões a fim de aumentar a dimensão do cone de transferência de cargas; portanto, inseriu-se 140 inclusões dispostas sob a PTC, com capiteis de 0,9x0,9m, espaçadas a cada 2m, seguindo as recomendações de Rebolledo et al (2019b). Foram desenvolvidos diversos modelos considerando-se a variação do comprimento das inclusões, e foi definido um comprimento de projeto de 15 m (Figura 42). Mais detalhes do modelo desenvolvido são apresentados no item 4.6 desta dissertação.

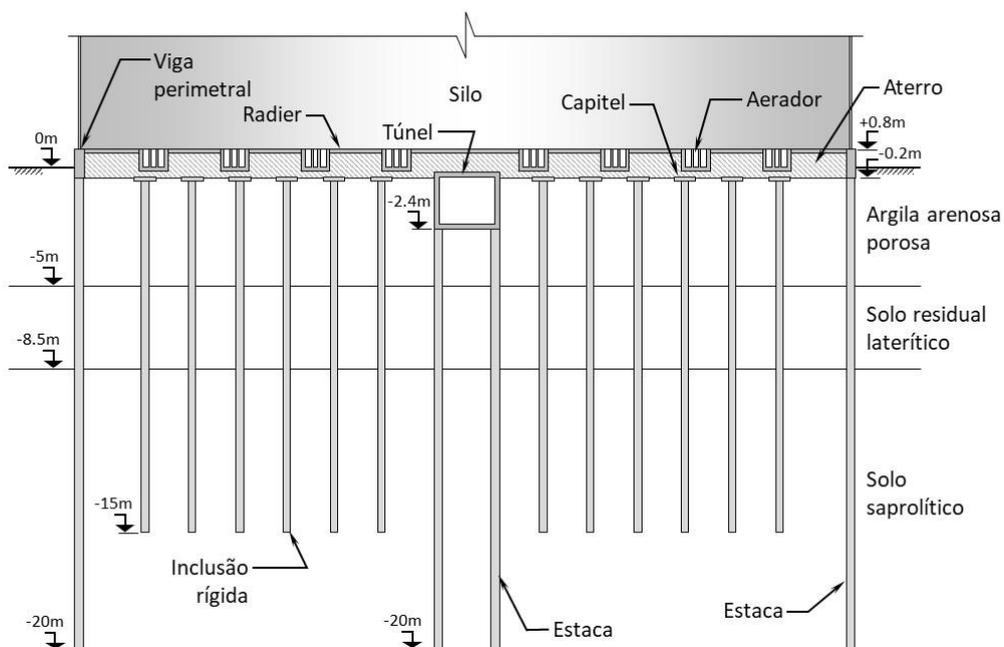


Figura 42 - Perfil da fundação com as inclusões.

### 3.3 Carregamentos

Os carregamentos atuantes na estrutura do silo analisado foram calculados considerando-se os dados fornecidos pelo projeto do estudo de caso (Souza Filho, 2018) e são descritos conforme Tabela 5. A carga média para cada inclusão pôde ser calculada dividindo-se a carga no fundo do silo de 111.552 kN pela quantidade de 140 inclusões utilizadas no modelo, obtendo-se 796,80 kN para cada inclusão.

Tabela 5 - Carregamentos no silo.

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Carga máxima de projeto	120.000	kN
Carga no anel	283,15	kN/m
Carga por estaca	423,84	kN
Pressão no fundo	135,3	kN/m <sup>2</sup>
Carga no fundo	111.552	kN
Carga para cada inclusão	796,80	kN

Foram obtidos dados sobre os carregamentos dos silos relativos aos anos de 2015 e 2016 (Tabela 6). Nestes dados é possível observar que em 2015 os silos 1, 2, 3 e 4 foram carregados em sua plenitude, enquanto os silos 5, 6, 7 e 8 não foram utilizados. Já em 2016, todos os silos, exceto o de número 3, foram carregados, embora apenas parcialmente (Sampaio, 2018).

Quando trabalhando em sua capacidade total, a pressão na base do silo é de 135,3 kPa, chegando ao anel um carregamento de 28.821 kN. O carregamento máximo de projeto para cada um dos silos é de 120.000 kN, valor que corresponde aos carregamentos medidos nos silos 1, 2, 3 e 4 no ano de 2015. Esse carregamento impôs ao solo uma pressão adicional máxima de 160 kPa. Após o primeiro carregamento, já foi possível observar recalques consideráveis nos silos, conforme Tabela 6, tendo como referência superficial, o topo do anel circular dos silos (Sampaio, 2018).

Tabela 6 - Valores médios calculados para os recalques totais de cada silo (Souza Filho, 2018).

<b>Silo</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>
Recalque total médio (cm) em 2015	+4,3	+9,05	+10,85	+12,28	0	0	0	0
Recalque total médio (cm) em 2016	+4,99	+1,09	+1,10	+0,26	+2,73	+0,71	+0,95	+0,41

### 3.4 Estratigrafia e propriedades dos solos

Para o desenvolvimento desta pesquisa, foi utilizada a estratigrafia do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB), Distrito Federal, Brasil; devido às condições estratigráficas semelhantes aos casos de silos com patologias encontrados na região Centro-Oeste do Brasil, e ao número significativo de ensaios de capacidade de carga e laboratoriais existentes para a caracterização física e mecânica dos diferentes solos do local (Perez, 1997; Jardim, 1998; Sales, 2000; Guimarães, 2002; Mota, 2003; Coelho, 2013; Sales et al., 2015). De acordo com estas informações e com os perfis estratigráficos propostos por Cruz (1987) e Cardoso (2002), Rebolledo et al. (2019a) definiu o perfil estratigráfico do CEGUnB, conforme Figura 43.

Deste perfil estratigráfico, podem-se separar as camadas do solo em três tipos gerais, chamados de A, B e C, as quais possuem as propriedades características, conforme a Tabela 7.

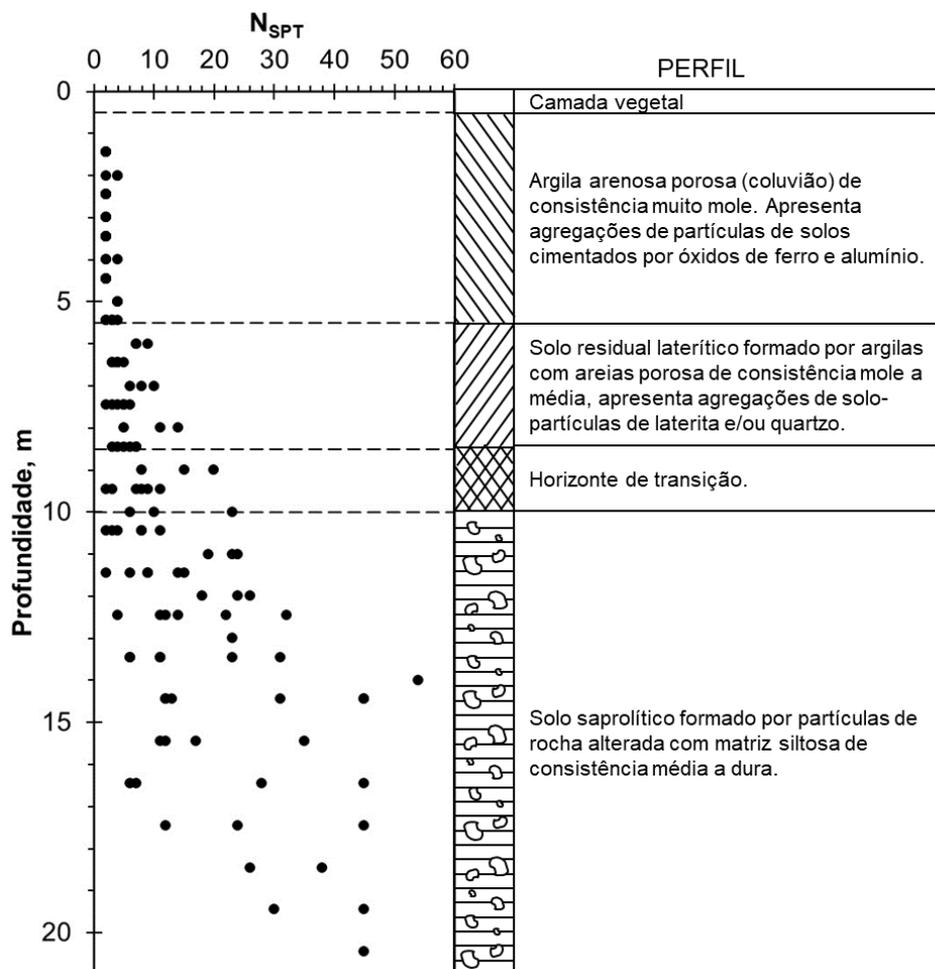


Figura 43 - Perfil estratigráfico do CEGUnB (Rebolledo et al., 2019a).

Nota-se que a camada A, segundo a Tabela 7 possui maior teor de areia do que de argila, isso se deve ao fato de que a primeira camada do solo característico é considerada essencialmente como um solo de origem tropical e colapsível, que são comumente chamados de solos metaestáveis, são solos insaturados que sob saturação sofre grande variação de volume; a mudança pode ser ou não o resultado de uma aplicação adicional de carga.

Tabela 7 - Propriedades características das camadas de solo do CEGUnB (Rebolledo et al., 2019a).

Camada	$G_s$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$n$ (%)	$G$ (%)	$S$ (%)	$M$ (%)	$C$ (%)	$S_{nat}$ (%)
A	2,65	14,2	16,9	1,4	58	0,7	38,0	26,5	34,8	44
B	2,63	15,9	18,0	1,0	51	3,3	27,4	25,0	44,3	51
C	2,74	17,7	18,6	1,0	50	0,3	6,8	86,8	6,1	82

A: argila arenosa porosa, B: solo residual laterítico, C: solo saprolítico,  $G_s$ : densidade dos sólidos,  $\gamma$ : peso específico aparente do solo úmido,  $\gamma_{sat}$ : peso específico saturado,  $e$ : índice de vazios,  $n$ : porosidade,  $G$ : porcentagem de pedregulho,  $S$ : porcentagem de areia,  $M$ : porcentagem de silte,  $C$ : porcentagem de argila,  $S_{nat}$ : grau de saturação sob condições naturais.

Rebolledo *et al.* (2019a) desenvolveram uma metodologia para obter, ajustar e validar os parâmetros mecânicos de solos característicos do CEGUnB para o modelo constitutivo Hardening Soil (HS), utilizando os resultados de testes laboratoriais e de campo obtidos em estudos anteriores. A metodologia apresentada iniciou-se com a avaliação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e compressibilidade, obtidos de ensaios triaxiais tipo CU (adensados-não drenados, com adensamento isotrópico e anisotrópico) e testes de adensamento unidimensional, respectivamente, realizados por Guimarães (2002). Em seguida, os parâmetros obtidos para o modelo HS foram calibrados através da modelagem numérica explícita dos testes, utilizando o método dos elementos finitos (MEF) e o módulo *Soil Test* do software Plaxis (Rebolledo, et al., 2019a). Com base na avaliação e calibração desses parâmetros e no perfil estratigráfico proposto (Figura 43), um modelo geotécnico baseado no estado natural de umidade do CEGUnB foi proposto para o modelo HS, conforme Tabela 8. O perfil geotécnico foi validado e calibrado através dos resultados de ensaios de capacidade de carga de uma sapata e de estacas realizados no CEGUnB por Sales (2000) e Guimarães (2002), respectivamente. Os resultados de ditos ensaios foram comparados com os obtidos com modelos numéricos 2D e 3D realizados no software Plaxis, obtendo-se uma boa concordância entre os modelos físicos e numéricos.

Tabela 8 - Modelo geotécnico proposto para o CEGUnB para o estado de umidade natural para o modelo HS (Rebolledo et al., 2019a).

Parâmetros	Número da Camada					
	1	2	3	4	5	6
	Argila Arenosa Porosa			Solo Residual Laterítico		Solo Saprolítico
Profundidade (m)	0-1,5	1,5-3,5	3,5-5,0	5,0-7,0	7,0-8,5	8,5-20,0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,1	12,8	13,9	14,3	16,0	18,2
c (kPa)	5	5	5	20	75	20
$\phi'$ (°)	25	25	26	32	20	22
$\psi$ (°)	0	0	0	0	0	0
$E_{50}^{ref}$ (MPa)	3,2	2,5	4,0	12,0	13,2	12,2
$E_{oed}^{ref}$ (MPa)	4,9	1,45	2,2	6,9	7,0	5,7
$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	14,0	14,0	36,9	37,5	54,0	54,0
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7
$\nu_{ur}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$p^{ref}$ (kPa)	100	100	100	100	100	100
$R_f$	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0
$K_0^{nc}$	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63
$K_0$	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63

$\gamma$ : peso específico do solo;  $c'$  e  $\phi'$ : parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento;  $\psi$ : ângulo de dilatância;  $E_{50}^{ref}$ : módulo de rigidez de referência secante para o teste triaxial drenado;  $E_{oed}^{ref}$ : módulo de rigidez de referência tangente para o carregamento odométrico;  $E_{ur}^{ref}$ : módulo de rigidez referente para condições de descarregamento e recarregamento; m: o expoente que define a resistência a depender do estado de tensão;  $\nu_{ur}$ : coeficiente de Poisson para descarregamento e recarregamento;  $p^{ref}$ : tensão isotrópica de referência;  $R_f$ : coeficiente de ruptura; POP: pressão de pré-adensamento;  $K_0^{nc}$ : coeficiente de empuxo para estado normalmente consolidado;  $K_0$ : coeficiente de empuxo em repouso.

Pérez (2017) utilizou a mesma metodologia descrita acima para obter o modelo geotécnico do CEGUnB considerando os primeiros 3,5 m de profundidade para condições de umidade saturadas (inundados pelas chuvas intensas na região), Tabela 9. O modelo foi desenvolvido para simular de maneira simplificada o efeito da saturação superficial no comportamento carga-recalque de edificações sob solos colapsáveis reforçados com inclusões rígidas (Rebolledo et al., 2019b).

Para a simulação do material de aterro (Figura 42), que será usado como plataforma de transferência de carga (PTC) para o sistema de inclusões rígidas, foram consideradas as propriedades propostas por Rebolledo, et al. (2019b), Tabela 10.

Tabela 9 - Modelo geotécnico proposto para o CEGUnB para os primeiros 3,5m de profundidade em condições de humidade saturada para o modelo HS, Pérez (2017).

Parâmetros	Número da Camada	
	1	2
	<b>Argila Arenosa Porosa</b>	
Profundidade (m)	0-1,5	1,5-3,5
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,5	16,4
c (kPa)	0	0
$\phi'$ (°)	26	26
$\psi$ (°)	0	0
$E_{50}^{ref}$ (MPa)	2,2	2,1
$E_{oed}^{ref}$ (MPa)	0,96	0,83
$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	13,0	13,0
m	0,65	0,80
$v_w$	0,2	0,2
$p^{ref}$ (kPa)	50	50
$R_f$	0,75	0,75
POP (kPa)	16,1	6,59
$K_0^{nc}$	0,56	0,56
$K_0$	0,75	0,75

Tabela 10 - Parâmetros do solo compactado. (Rebolledo, et al., 2019b)

Parâmetro	Valor
Peso específico, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,6
Módulo de Young, E (MPa)	60
Coesão, c' (kPa)	80
Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)	38
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,25

### 3.5 Capacidade de carga das estacas e inclusões rígidas

Para definição da capacidade de carga das estacas e das inclusões rígidas foram realizadas simulações de ensaios de capacidade de carga através do MEF 2D axissimétrico usando o software Plaxis 2D. Foi considerado o perfil estratigráfico do CEGUnB e o modelo geotécnico para o HS (Tabela 10). Foram modelados elementos de concreto de 5, 10, 15 e 20 m de comprimento, e 35 cm de diâmetro. Foram inseridos elementos de interface concreto-solo, no fuste e na ponta da estaca, aplicando-se incrementos de carga sobre a cabeça da estaca até que se obtivesse a ruptura do solo, conforme malha representada na Figura 44.

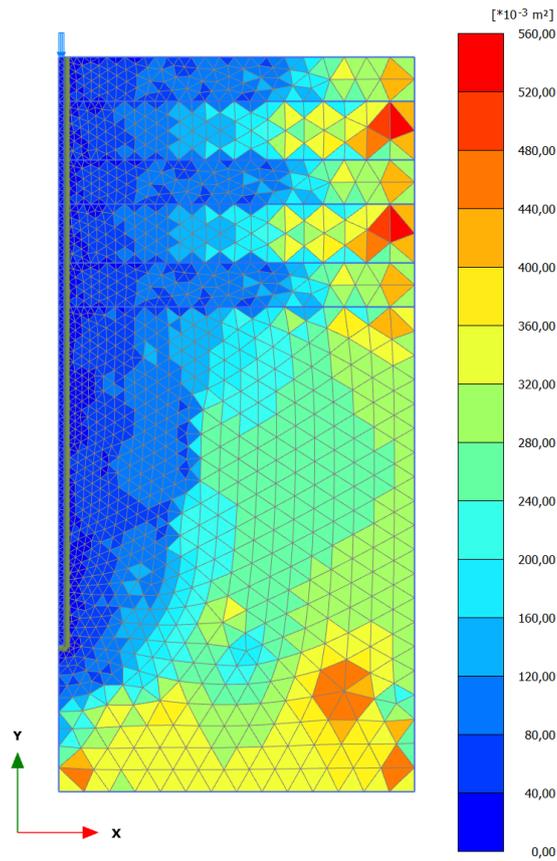


Figura 44 - Malha gerada na simulação de capacidade de carga geotécnica para 20m de profundidade.

Para cada simulação foi gerado um gráfico de carga aplicada *versus* deslocamento vertical, onde foi calculada a carga na ruptura para o ponto de máxima curvatura, através do qual calculou-se um gráfico carga axial *versus* profundidade (para a carga na ruptura), conforme as Figura 45, Figura 46, Figura 47 e Figura 48.

Tais simulações permitiram definir a resistência ao atrito lateral ( $T_{\text{lateral}}$ ) dada em kN/m, a resistência de ponta ( $F_{\text{máx}}$ ) dada em kN e a carga axial ( $N_{\text{estaca}}$ ) dada em kN, para cada comprimento analisado e considerando ainda o estado de umidade do solo, conforme Tabela 11.

Tabela 11 – Resistência lateral e por ponta.

Comprimento (m)	Umidade Natural			3,5m inundados		
	$T_{\text{lateral}}$	$F_{\text{máx}}$	$N_{\text{estaca}}$	$T_{\text{lateral}}$	$F_{\text{máx}}$	$N_{\text{estaca}}$
5	18,68	46,90	140,32	17,60	51,50	139,51
10	42,56	30,62	456,27	44,56	32,68	478,26
15	53,62	37,18	841,42	56,32	39,78	884,61
20	66,27	46,30	1371,62	69,87	48,39	1445,79

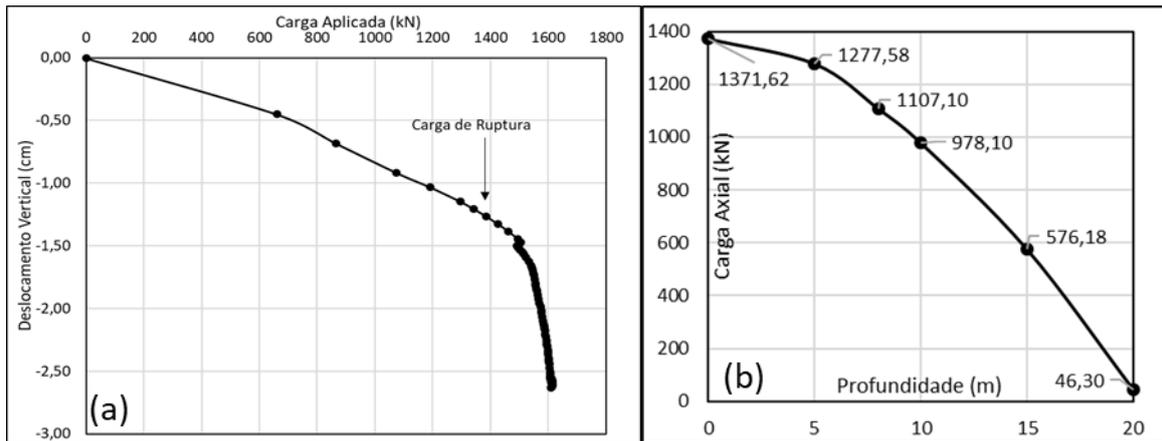


Figura 45 – Resultados para a estaca de 20 m de comprimento para o estado natural de umidade: a) carga aplicada versus deslocamento vertical, e b) axial versus profundidade (para a carga na ruptura).

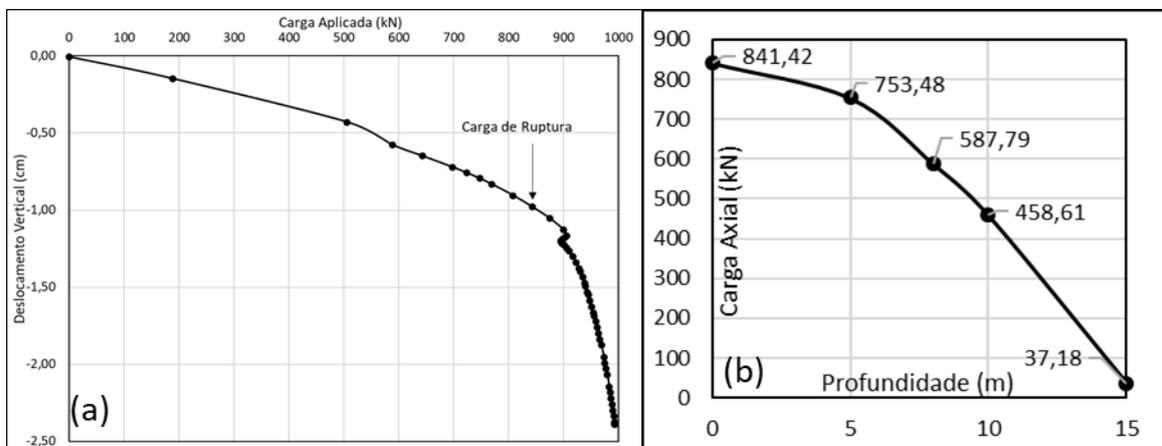


Figura 46 – Resultados para a estaca de 15m de comprimento para o estado natural de umidade: a) carga aplicada versus deslocamento vertical, e b) axial versus profundidade (para a carga na ruptura).

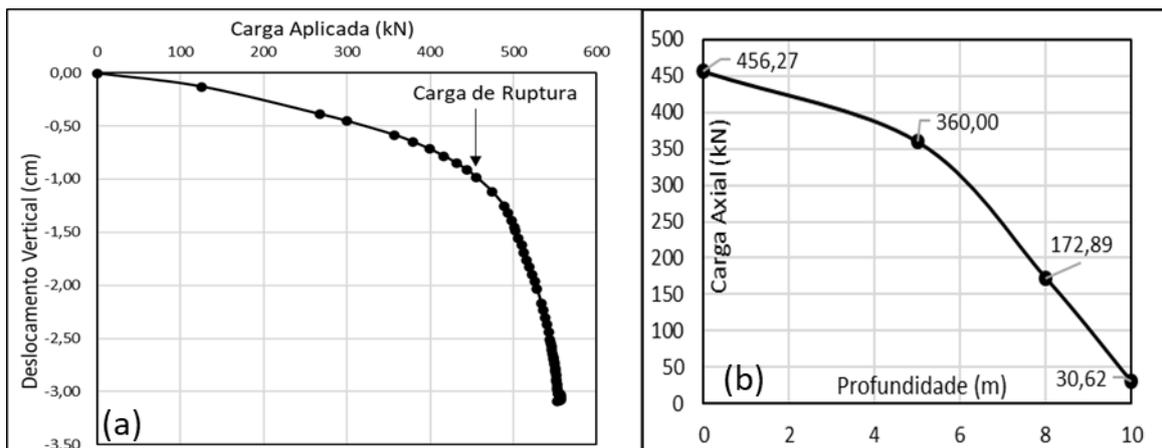


Figura 47 - Resultados para a estaca de 10m de comprimento para o estado natural de umidade: a) carga aplicada versus deslocamento vertical, e b) axial versus profundidade (para a carga na ruptura).

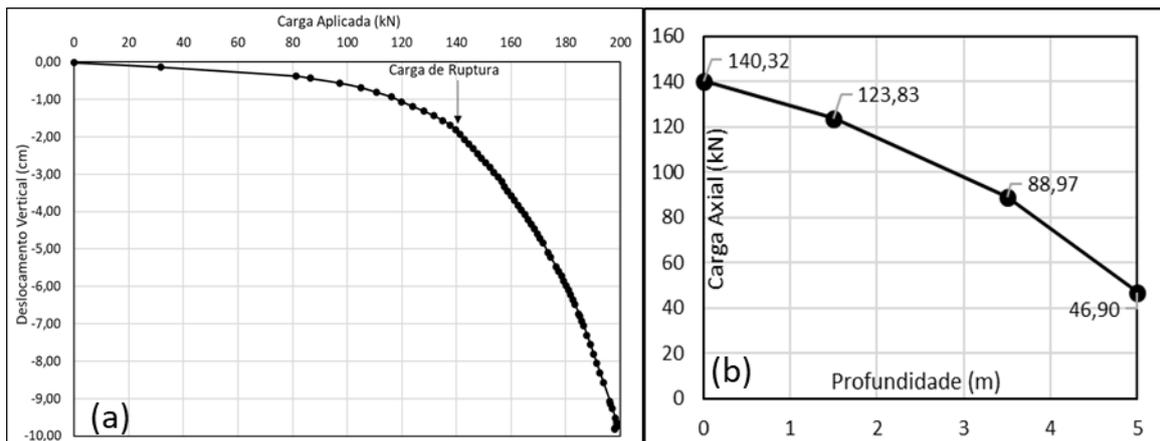


Figura 48 - Resultados para a estaca de 05m de comprimento para o estado natural de umidade: a) carga aplicada versus deslocamento vertical, e b) axial versus profundidade (para a carga na ruptura).

Foram comparados os resultados obtidos da modelagem numérica dos ensaios de capacidade de carga com os métodos semi-empíricos tradicionais, como Aoki-Veloso (1975), Décourt-Quaresma com Décourt (1978, 1982), Teixeira (1996), Alonso (1996), onde se considerou os dados de SPT do solo do campo experimental disponível em (Rebolledo, et al., 2019a), conforme Figura 43, para cálculo das resistências laterais e de ponta de cada um dos métodos analisados.

Para cálculo das capacidades de carga última dos métodos semi-empíricos, utilizou-se os valores de  $\alpha = 2,4\%$  e  $k = 350$  kPa para argila arenosa e  $\alpha = 3\%$  e  $k = 400$  kPa para silte, além de  $F_1 = 2$  e  $F_2 = 4$  para hélice contínua no Método de Aoki-Veloso (1975); no Método de Alonso (1996) foram utilizados  $\alpha = 6,5$  kN/m<sup>2</sup> para hélice contínua,  $\beta = 100$  kN/m<sup>2</sup> para argila arenosa e  $\beta = 150$  kN/m<sup>2</sup> para silte argiloso; no Método de Décourt-Quaresma com Décourt (1996) foram utilizados  $\alpha = 0,3$  e  $\beta = 1$  para hélice contínua e  $c = 120$  kN/m<sup>2</sup> e  $c = 200$  kN/m<sup>2</sup> para solo em argila e silte argiloso respectivamente; e por fim, para o Método de Teixeira foram utilizados  $\beta = 4$  kPa para hélice contínua e  $\alpha = 130$  kPa e  $\alpha = 110$  kPa para argila arenosa e silte argiloso respectivamente.

Como resultado, obteve-se as resistências laterais ( $T_{lateral}$ ) e de ponta ( $F_{max}$ ) para cada método, e comparou-se os resultados com os valores obtidos através do modelo numérico, conforme Tabela 12. É possível observar que o valor da  $T_{lateral}$  obtido pelo MEF é semelhante ao calculado pelo método de Décourt-Quaresma c/Décourte, porém os valores de  $F_{max}$  obtidos pelo MEF são consideravelmente menores que os obtidos com os métodos semiempíricos,

diante da alta variabilidade nos resultados obtidos, optou-se por utilizar os resultados calculados pelo MEF.

Tabela 12 - Comparativos entre capacidades de carga de ruptura.

Modelo	L = 20 m		L = 15 m		L = 10 m		L = 5 m	
	T <sub>lateral</sub> (kN/m)	F <sub>max</sub> (kN)						
MEF	66,27	46,30	53,62	37,18	42,56	30,62	18,68	46,90
Aoki	48,32	865,90	30,13	413,71	9,23	141,01	4,65	54,72
Alonso	73,77	600,12	41,03	320,02	18,82	74,92	11,91	39,63
Décourt- Quaresma c/Décourt	67,87	259,77	47,00	116,18	28,11	64,58	16,18	15,33
Teixeira	68,61	436,56	38,20	251,35	17,58	102,03	8,86	48,01

É importante verificar que ambos os métodos consideram uma parcela de resistência de ponta e que para os métodos empíricos esta parcela assume valores muito altos, superando em mais de 100% os calculados pelo método dos elementos finitos (MEF) na maioria dos casos.

Definidos todos os parâmetros de entrada dos elementos referentes ao solo, definiu-se os parâmetros estruturais do silo e das fundações para o desenvolvimento da análise numérica.

## 4 ANÁLISE NUMÉRICA

### 4.1 Características gerais

A modelagem numérica foi desenvolvida com o software Plaxis 3D, descrito no item 2.3 deste trabalho. O objetivo é analisar o desempenho de fundações do tipo inclusões rígidas para o controle de recalques totais e diferenciais gerados durante o enchimento e esvaziamento total dos silos. A modelagem foi feita em duas partes principais: na primeira foi analisado o comportamento individual de um silo ao mudar o comprimento das inclusões; e na segunda, foi considerado um grupo de oito silos e foi analisado seu comportamento para várias combinações de enchimento e esvaziamento.

O desempenho foi avaliado comparando o comportamento da fundação tradicional (estacas só na viga anelar e no túnel) com aquela na qual são adicionadas inclusões rígidas sob a laje central do silo. Como o objetivo desta pesquisa é avaliar unicamente os estados limite de utilização, a capacidade de carga do sistema foi garantida pela laje central e pelo sistema de estacas.

### 4.2 Tipos de elementos estruturais e propriedades

Todos os elementos estruturais foram simulados como linear-elásticos.

Para as estruturas de concreto utilizadas na laje de fundo do silo, no anel perimetral, nos capiteis das inclusões e no túnel; foram utilizados elementos do tipo placa, com os parâmetros determinados conforme a Tabela 13.

Tabela 13 - Propriedades do radier e anel perimetral

Parâmetro	Valor			
	Radier	Anel	Capitel	Túnel
Tipo de material	Elástico	Elástico	Elástico	Elástico
Espessura (m)	0,2	0,4	0,1	0,2
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	24	24	24	24
E (GPa)	25	25	25	25
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,2	0,2	0,2	0,2

Abaixo do radier há ainda algumas estruturas construídas para abrigar os aeradores, essas estruturas por ocasionar certa rigidez na laje de fundo, foram representadas no modelo como vigas, de espessuras e comprimento referentes as suas próprias dimensões, com

parâmetros definidos conforme Tabela 14. Por este motivo, essas estruturas possuem momentos de inércia que foram calculados segundo o formato de sua estrutura.

Tabela 14 - Propriedades da viga representante das estruturas de aeradores.

Parâmetro	Valor	Seção transversal
Tipo de material	Elástico	
Área transversal (m <sup>2</sup> )	0,56	
Inércia no eixo 2, I <sub>2</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0875	
Inércia no eixo 3, I <sub>3</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0454	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	24	

Já para as inclusões rígidas e para as estacas foram utilizados elementos do tipo viga engastada (*embedded beam*), seus parâmetros constitutivos são os estabelecidos conforme a Tabela 15 (ver item 3.2).

Tabela 15 - Propriedades das vigas engastadas de inclusão rígida e hélice contínua.

Parâmetro	Estacas		Inclusões		
Comprimento, L (m)	20	5	10	15	20
E (GPa)	25	17,7	17,7	17,7	17,7
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	24	23	23	23	23
Diâmetro, d (m)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Atrito lateral, T <sub>skin</sub> (kN/m)	66,3	18,7	42,6	53,6	66,3
Resistência de ponta, F <sub>max</sub> (kN)	46,3	46,9	30,6	37,2	46,3
Resistência total, N <sub>estaca</sub> (kN)	1.372,3	140,4	456,6	841,2	1.372,3

Definidos todos os parâmetros estruturais dos silos, foram definidos os casos e as etapas de análise das simulações que reproduzissem os comportamentos da fundação no solo.

### 4.3 Casos e etapas de análise

Analisou-se um silo com seu modelo de fundação comumente utilizado (Figura 49 a e b), quer seja: laje de fundo assente em um aterro confinado numa viga perimetral em formato de anel (aqui chamada de anel perimetral) a qual estava estaqueada conforme o projeto do estudo de caso.

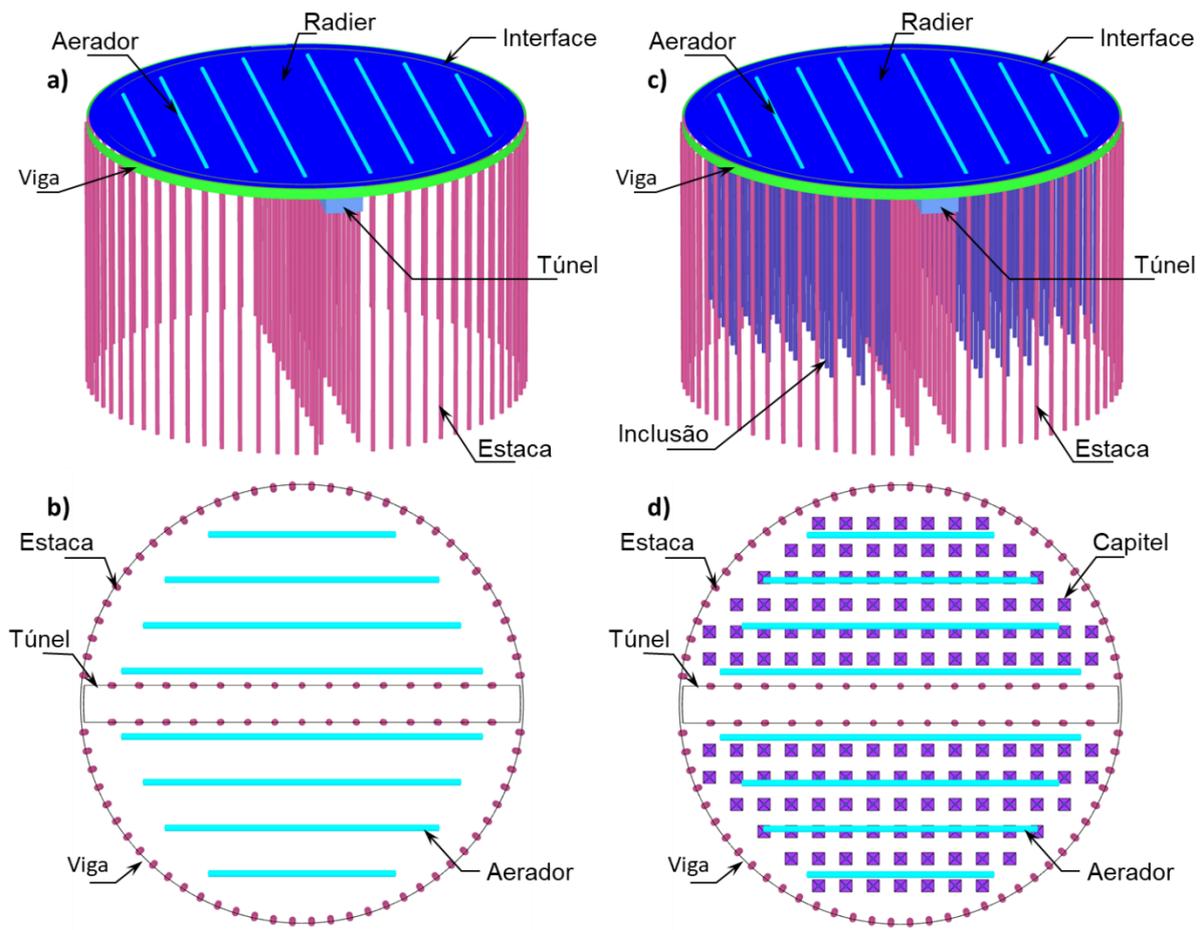


Figura 49 - Casos de análise para o silo individual: a) vista 3D e b) planta do silo com estacas; e c) vista 3D e d) planta do silo com estacas e inclusões.

Por fim, simulou-se diversos modelos com inclusões até que se encontrou um (Figura 49 c e d), o qual a quantidade de inclusões e o espaçamento entre elas poderiam representar uma efetiva eficiência na redução dos problemas até então recorrentes nessas estruturas, ou seja, a redução de recalques.

Para o desenvolvimento desta dissertação, simulou-se ainda o comportamento da fundação considerando uma variação do comprimento das inclusões definido em 05, 10, 15 e 20 metros; considerando todo o perfil estratigráfico em estado natural de umidade e também com seus primeiros 3,5 metros inundados.

É importante salientar que para o caso em que os primeiros 3,5 encontram-se inundados, a análise com inclusões de 10 metros de comprimento não pode ser corretamente calculada pelo programa, devido ao alto número de pontos de plastificação desenvolvidos pelo modelo, o que inviabilizou a obtenção de resultados para este caso específico, pois o programa identificou que o solo entrou em colapso e a conclusão dos cálculos pelo programa ficou prejudicada.

Acredita-se que tal acontecimento se deva a um problema numérico, pois o mesmo não ocorre quando as inclusões têm menor comprimento (05 metros), fato que pode representar que o peso das inclusões inseridas no solo provavelmente interferiu na colapsibilidade deste, uma vez que as inclusões possuem um peso próprio diferente e muito maior que daquele inerente ao solo e, portanto, pode ter influenciado o aumento de recalques.

No modelo com inclusões, foram inseridos ao todo 140 inclusões rígidas de diâmetro 0,30m sob a laje de fundo de cada silo, dispostas linearmente e distantes 2m entre si (Figura 49 d) e acima de cada uma foi modelado um capitel de concreto, de dimensões 1mx1m que são responsáveis pela concentração e direcionamento do cone de cargas a serem transmitidas às inclusões, viabilizando o funcionamento do reforço no solo.

Com a finalidade de conhecer o comportamento do solo quando o complexo de oito silos se encontra em operação, traçou-se dois eixos simétricos e modelou-se dois silos adjacentes a esses eixos, para simular o comportamento do complexo, considerando as condições de fronteira estabelecidas pelos eixos limítrofes do modelo, conforme Figura 50.

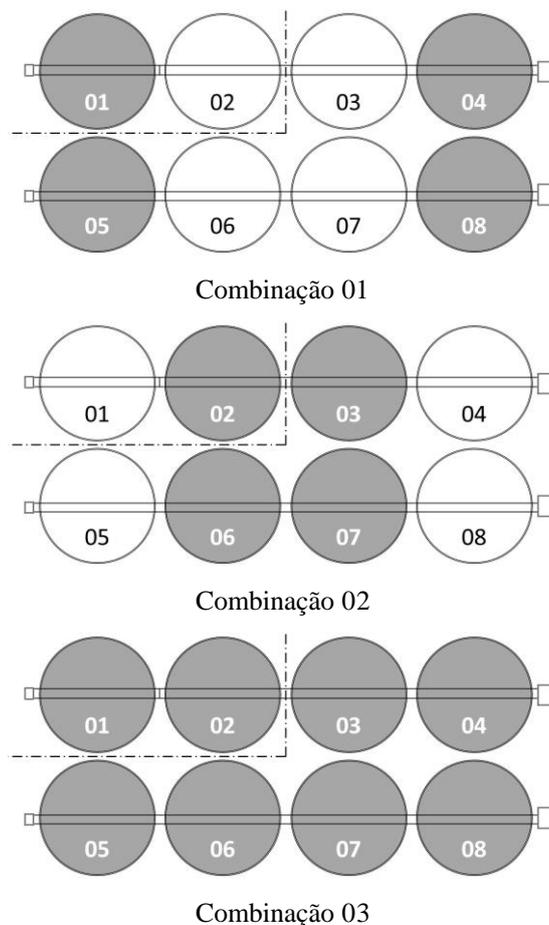


Figura 50 – Casos de análise para o conjunto de silos.

É importante destacar que o carregamento nos silos foi simulado considerando sempre em carga total, com pressão de 135,3 kN/m<sup>2</sup> distribuída uniformemente na laje de fundo.

Após definido o modelo certo para cada caso, foram estabelecidas etapas de análise em cada um. Para os casos em que se considerou apenas um silo, as etapas de análise realizadas respectivamente, foram: a construção dos silos, o serviço de funcionamento do silo considerando todo o silo cheio e o serviço de esvaziamento do silo, conforme Tabela 16.

Tabela 16 – Etapas de análise.

Etapa	Descrição
1	Condição inicial de tensões
2	Construção do silo. Aplicação de carregamento na viga perimetral de 283,1 kN/m
3	Enchimento total do silo. Aplicação de carregamento no radier de 135,3 kPa
4	Esvaziamento total do silo.

Para o caso em que se considerou dois silos dispostos adjacentes entre si, conforme as distâncias estabelecidas no estudo de caso, e levando-se em conta os eixos simétricos para simular o complexo de silos operantes, as etapas de análise realizadas respectivamente, foram: a construção dos dois silos, o serviço de funcionamento dos silos considerando primeiro somente o da esquerda carregado, em seguida, somente o da direita carregado, logo após ambos carregados juntos, e por fim o completo esvaziamentos dos silos.

#### **4.4 Modelos desenvolvidos**

##### **4.4.1 Silo Individual**

Após uma análise de sensibilidade, os contornos laterais da malha de elementos finitos foram colocados a uma distância de aproximadamente três vezes o diâmetro do silo (100 m de distância a partir do eixo do silo nas direções x e y), conforme Figura 51. O contorno inferior (direção z) se colocou a uma profundidade de 25 m para que houvesse uma distância da ponta da estaca de 20m até a base do modelo de solo e assim não houvesse interferências ou discontinuidades, viabilizando a análise do modelo sem problemas de modelagem.

Nos contornos laterais, os deslocamentos ( $X_{\min}$ ,  $X_{\max}$ ,  $Y_{\min}$ ,  $Y_{\max}$ ) foram restritos horizontalmente, ou seja, foram normalmente fixados. Já os contornos verticais ficaram totalmente fixado em seu ponto mínimo ( $Z_{\min}$ ) e totalmente livre em seu ponto máximo ( $Z_{\max}$ ).

A malha foi construída com um total de 71.409 elementos e 114.854 nós, considerando a densidade geral como fina. Na região do silo a malha foi densificada utilizando um fator de 0,5. O detalhe dos elementos estruturais é mostrado na Figura 51.

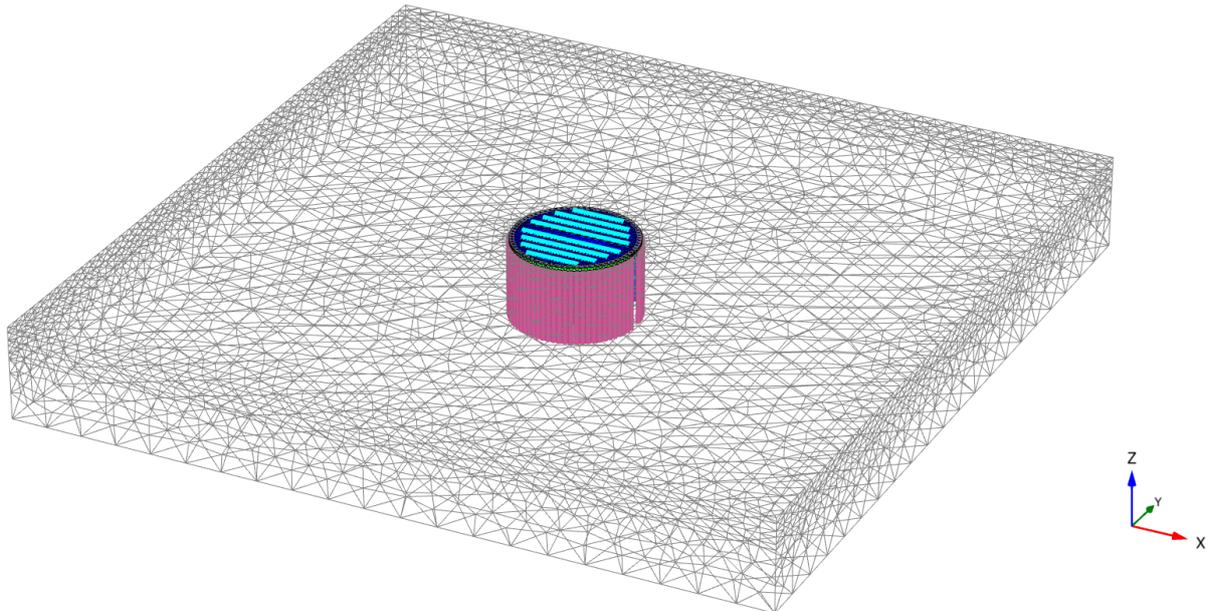


Figura 51 - Malha de elementos finitos para o silo individual.

Poderia ter sido simulada só uma quarta parte da geometria em planta do silo, como proposto por Móczár et al. (2016) para o silo açucareiro (Figura 30, item 2.3.3), porém foi decidido modelar o silo por completo porque desta forma poderiam ser analisados os efeitos do complexo de silos operando em conjunto, simultaneamente e de forma combinada, conforme Figura 50.

#### 4.4.2 Grupo de silos

No caso do grupo de silos, os contornos laterais da malha de elementos finitos foram colocados a uma distância de aproximadamente três vezes o diâmetro do silo direito (100 m de distância a partir do eixo do silo nas direções  $X_{\max}$  e  $Y_{\min}$ ), já os eixos simétricos foram colocados a meia distância do espaço entre silos (3 metros), ou seja, do eixo simétrico aos silos modelados, mediu-se 1,5 metros. O contorno inferior (direção z) se colocou a uma profundidade de 25 m para que houvesse uma distância da ponta da estaca de 20m até a base do modelo de solo e assim não houvesse interferências ou discontinuidades, viabilizando a análise do modelo sem problemas de modelagem.

Nos contornos laterais, os deslocamentos ( $X_{\min}$ ,  $X_{\max}$ ,  $Y_{\min}$ ,  $Y_{\max}$ ) foram restritos horizontalmente, ou seja, foram normalmente fixados, e os verticais ficaram totalmente fixado em seu ponto mínimo ( $Z_{\min}$ ) e totalmente livre em seu ponto máximo ( $Z_{\max}$ ).

A malha foi construída com um total de 64.477 elementos e 117.483 nós, considerando a densidade geral como fina. Na região do silo a malha foi densificada utilizando um fator de 0,5. O detalhe dos elementos estruturais é mostrado na Figura 52.

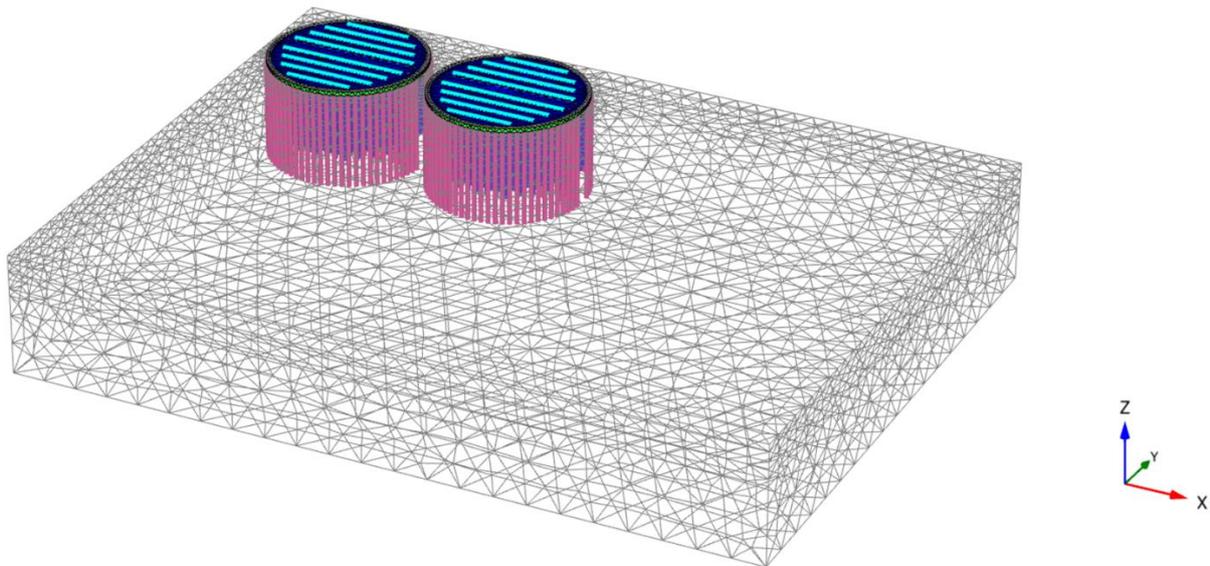


Figura 52 - Malha de elementos finitos para o grupo de silos.

## 4.5 Resultados obtidos

### 4.5.1 Silo individual

#### 4.5.1.1 Recalques totais

A partir dos dados obtidos, pôde-se calcular a eficiência do reforço de fundação na redução de recalques a partir de um coeficiente criado por (Rebolledo, et al., 2019b) em que se relaciona o recalque medido na estrutura sem inclusões e na estrutura com inclusões, como na equação 9:

$$SRF = 1 - \frac{\rho_{w/i}^{m\acute{a}x}}{\rho_{w/0}^{m\acute{a}x}} \quad (\text{Eq. 9})$$

Em que  $\rho_{w/i}^{m\acute{a}x}$  é o recalque no solo reforçado com inclusões rígidas e  $\rho_{w/0}^{m\acute{a}x}$  é o recalque do solo sem reforço. Quando  $SRF=1$ , o recalque é totalmente reduzido e a performance do sistema de inclusões é máxima; quando  $SRF=0$ , a redução de recalque é nula, e a performance do sistema é mínima.

### a) No radier

Como análise preliminar, é possível perceber instantaneamente a influência das inclusões de 15m de comprimento na redução das deformações da laje de fundo quando comparados os modelos sem inclusões e com inclusões, tanto para o caso em que o solo se encontra em seu estado natural de umidade quanto para o caso em que se consideram os primeiros 3,5m de solo inundados, conforme se verifica na Figura 53.

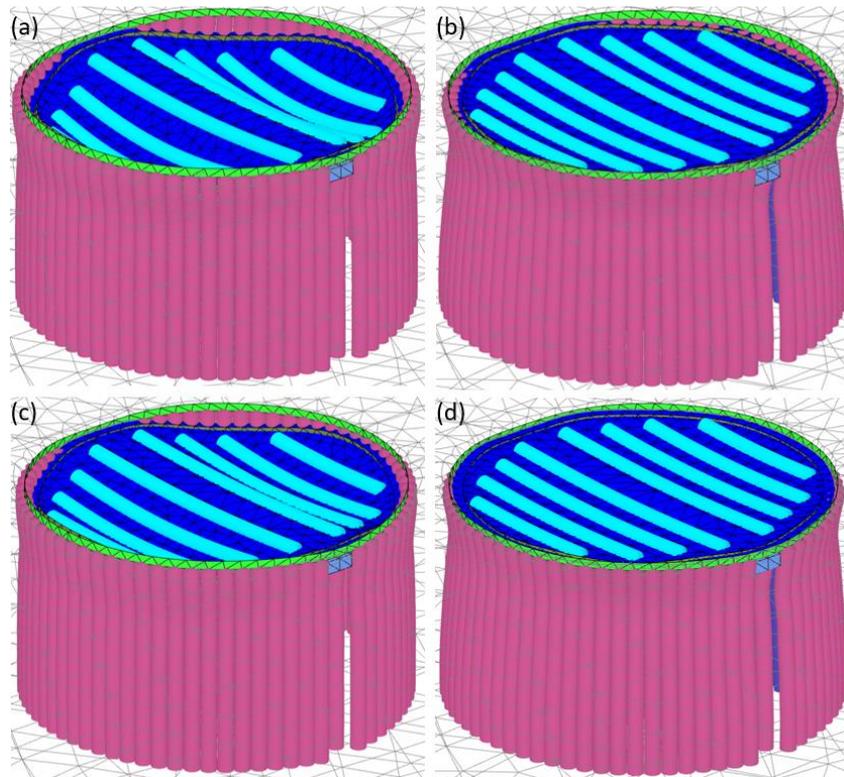


Figura 53 - Malha deformada: Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com 15m de inclusões e Deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões.

Os recalques medidos no radier foram os maiores e de maior distorção quando comparado com as demais estruturas. Verifica-se que enquanto as situações sem inclusões apresentam um recalque excessivo nas regiões de maior contato direto com o solo, quando se inserem as inclusões, os recalques são quase inexpressivos; confirmando, assim, toda a teoria de transmissão e redistribuição de cargas que ocorre na plataforma de distribuição de cargas para o conjunto solo-inclusão.

Também se percebe (Figura 54) que a parcela elástica do deslocamento que se inicia em 10cm, quando sem inclusões em umidade natural do solo, e 15,8cm nos primeiros 3,5m saturados, é reduzida para 2cm com inclusões de 15m e 1cm para inclusões de 20m, em ambos os casos de umidade.

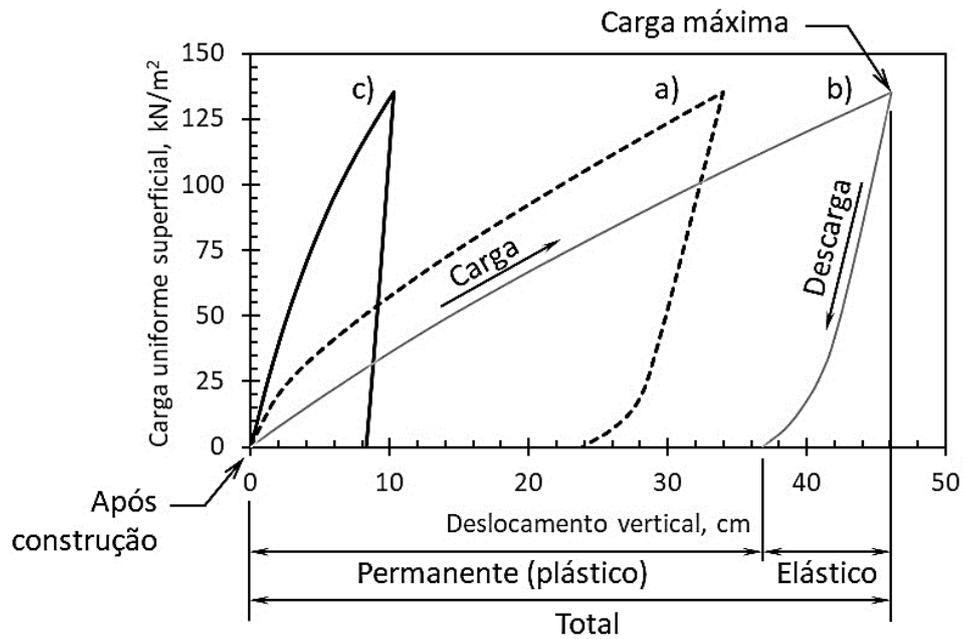


Figura 54 - Curva carga vs deslocamento comparativa para o radier quando (a) sem inclusões, solo natural, (b) sem inclusões, solo 3,5m inundado e (c) com inclusões de 15m, solo natural.

Percebe-se, nas Figura 55 e Figura 56, que há uma concentração dos deslocamentos em duas grandes áreas do radier na situação em que não há inclusões (a e c), e com a inserção das inclusões os deslocamentos se uniformizam (b e d), e o radier passa a recalar uniformemente.

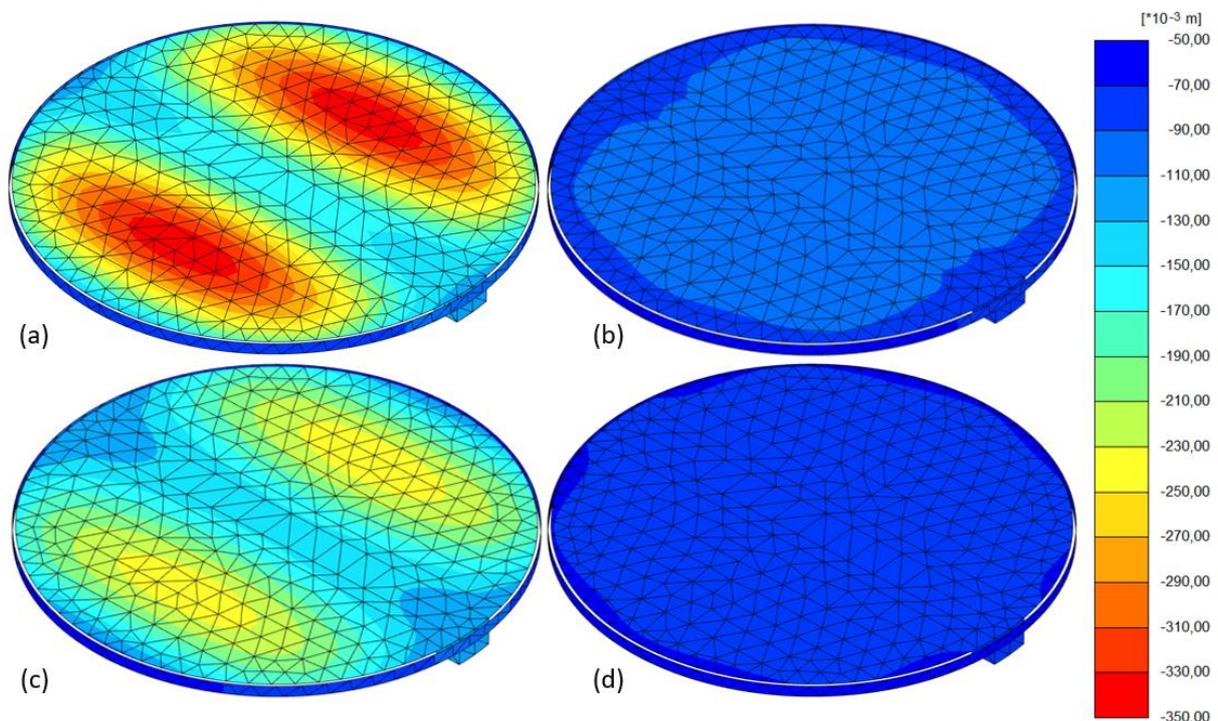


Figura 55 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em unidade natural do solo, no radier.

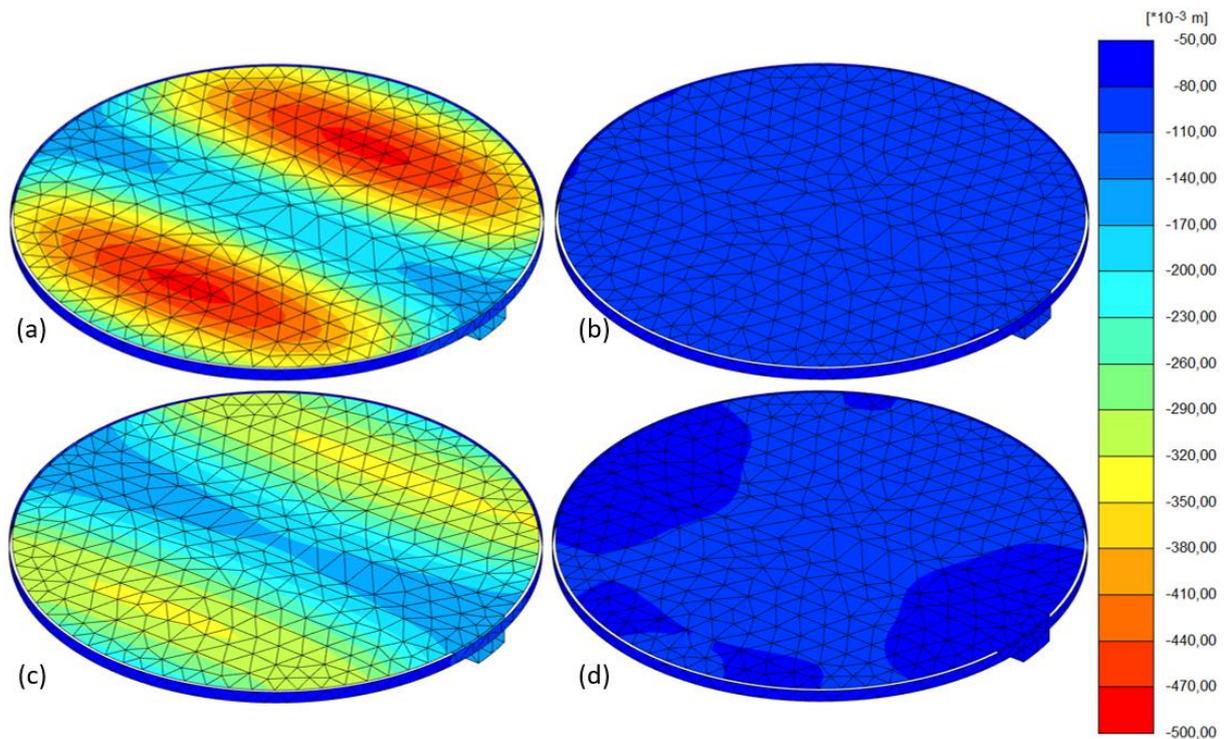


Figura 56 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m, e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em 3,5m de solo inundado, no radier.

Analisando comparativamente os índices de SRF para cada um dos casos, verificou-se que houve uma boa eficiência na redução dos recalques medidos, principalmente para o radier, uma vez que tanto para os casos de umidade natural quanto para os 3,5m inundados os deslocamentos totais e permanentes apresentam pouca variação entre si.

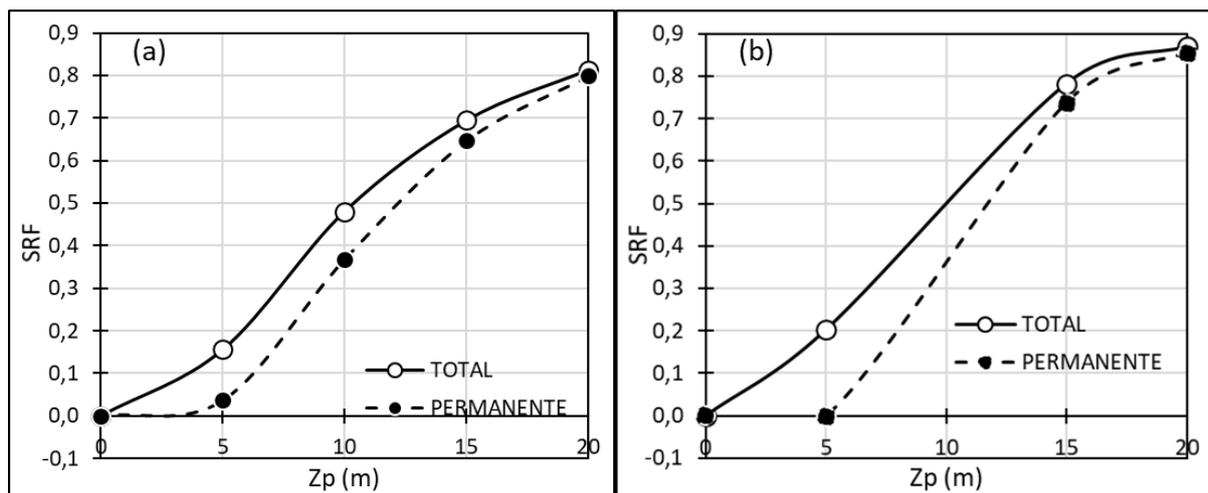


Figura 57 - Gráfico comparativo de SRF no radier, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados.

O fator de redução de recalques nas lajes de fundo do silo aumentou consideravelmente a medida em que o comprimento das inclusões aumentou, chegando a quase 70% nas inclusões de 15m, em solo natural e a mais de 77% para o caso dos 3,5m inundados.

## b) No anel perimetral

Verificou-se que, quando analisado o anel perimetral, a região de maior recalque sofrido pela estrutura convergia sempre para a zona de entrada e saída do túnel que passa abaixo do silo, fato que se verificou tanto quando o solo estava em seu estado natural de umidade quanto em seus primeiros 3,5m inundados, conforme se observa nas Figura 58 e Figura 59.

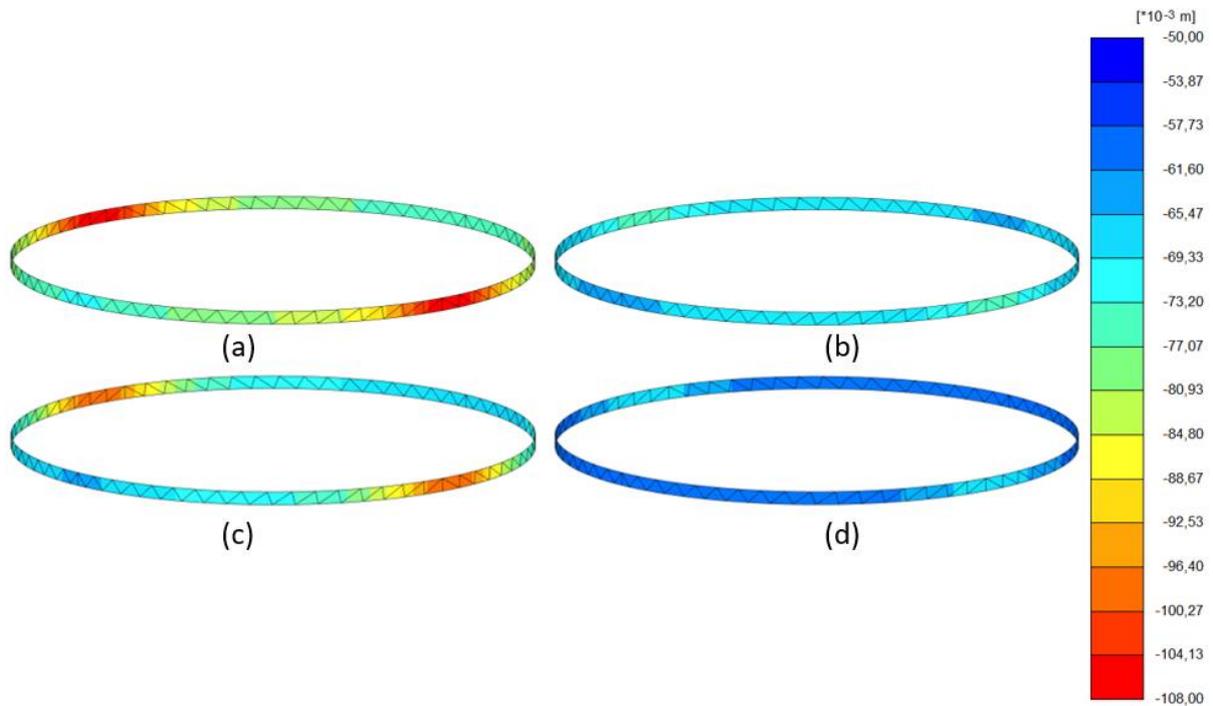


Figura 58 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em umidade natural do solo, no anel.

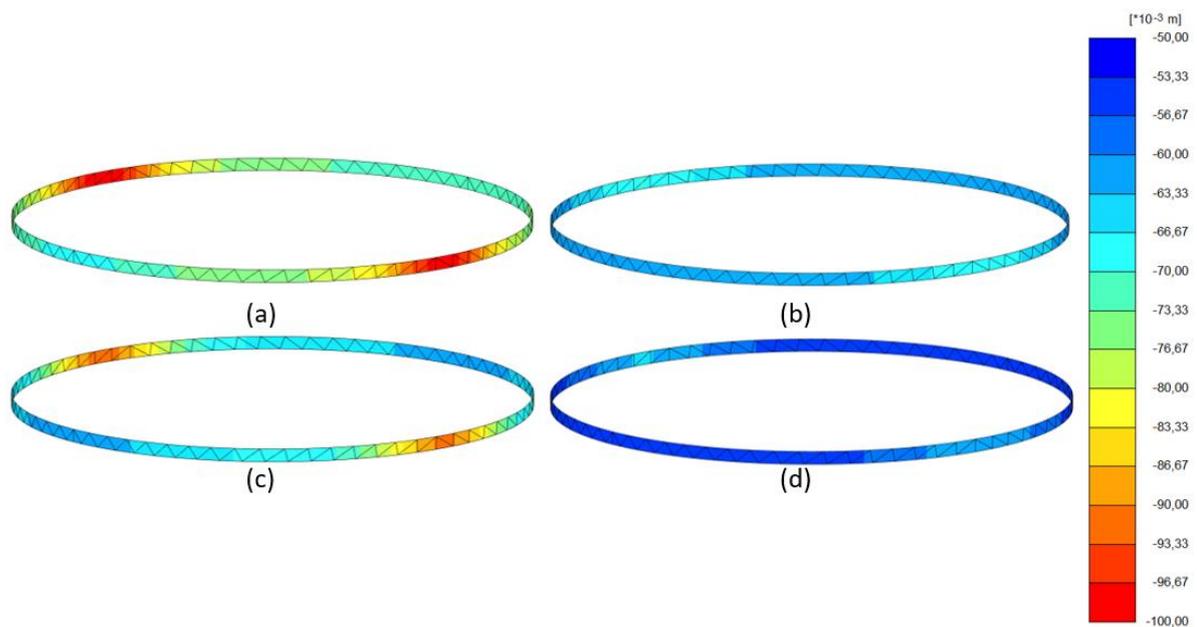


Figura 59 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m, e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em 3,5m de solo inundado, no anel.

Vale ressaltar que, considerando o estado de umidade natural do solo, quando a estrutura se encontrava sem as inclusões rígidas de reforço, as deformações na estrutura foram tais que podia-se medir recalques máximos da ordem de 0,10m e estes diminuíram até a metade com as inclusões de 20m.

Considerando que os primeiros 3,5 metros de profundidade do solo estão inundados, houve uma pequena redução dos recalques máximos percebidos no anel perimetral quando comparado com o solo em seu estado natural de umidade e ainda se observou a mesma relação de eficiência de redução de recalque quanto em estado natural de umidade do solo (Figura 60).

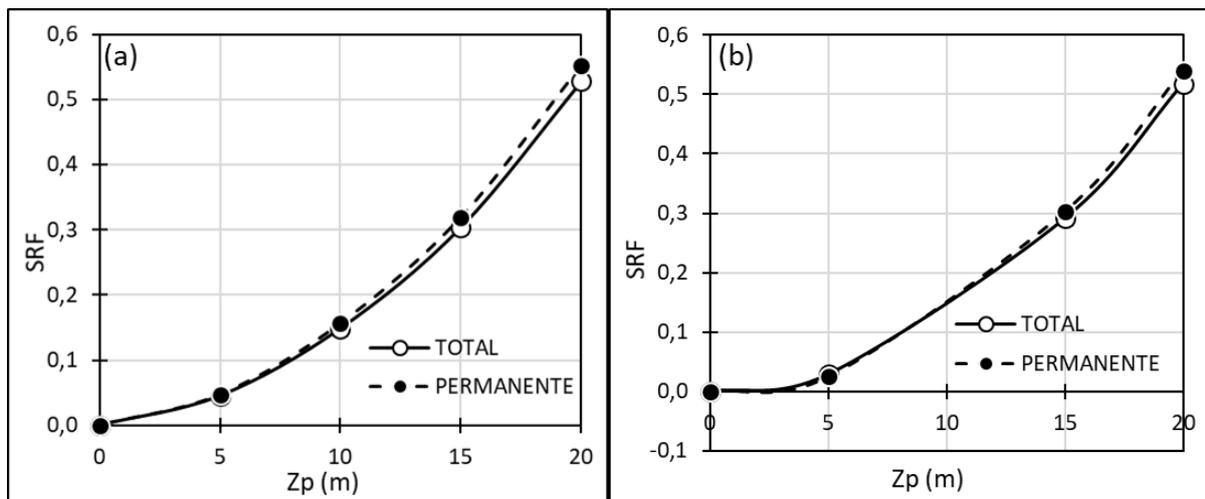


Figura 60 - Gráfico comparativo de SRF no anel, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados.

Como o anel perimetral permanece quase que imóvel, ou seja, com pouco recalque (com exceção da região do túnel) quando comparado com o radier, é esperado que com a deformação da laje de fundo após o carregamento, a junta estrutural existente entre o radier e o anel apresente maior abertura, pois as duas estruturas não possuem os mesmos deslocamentos, ou seja, não recalcam juntas, ou na mesma intensidade; o que contribui para maior deformação da estrutura do silo como um todo e conseqüentemente, maiores problemas como perda de material ensilado.

### c) No túnel

O túnel apresentou maior deslocamento em sua região central, para todos os casos analisados, conforme se observa nas Figura 61 e Figura 62; e mesmo tendo suas paredes assentes sobre estacas de 20m, verificou-se que devido ao alto carregamento sofrido pela estrutura, o túnel apresentou um índice considerável de recalque nas análises sem inclusões.

Considerando o estado de umidade natural do solo, o SRF medido chegou a 41% em deslocamentos totais e 43% para os permanentes, para as inclusões de 15m.

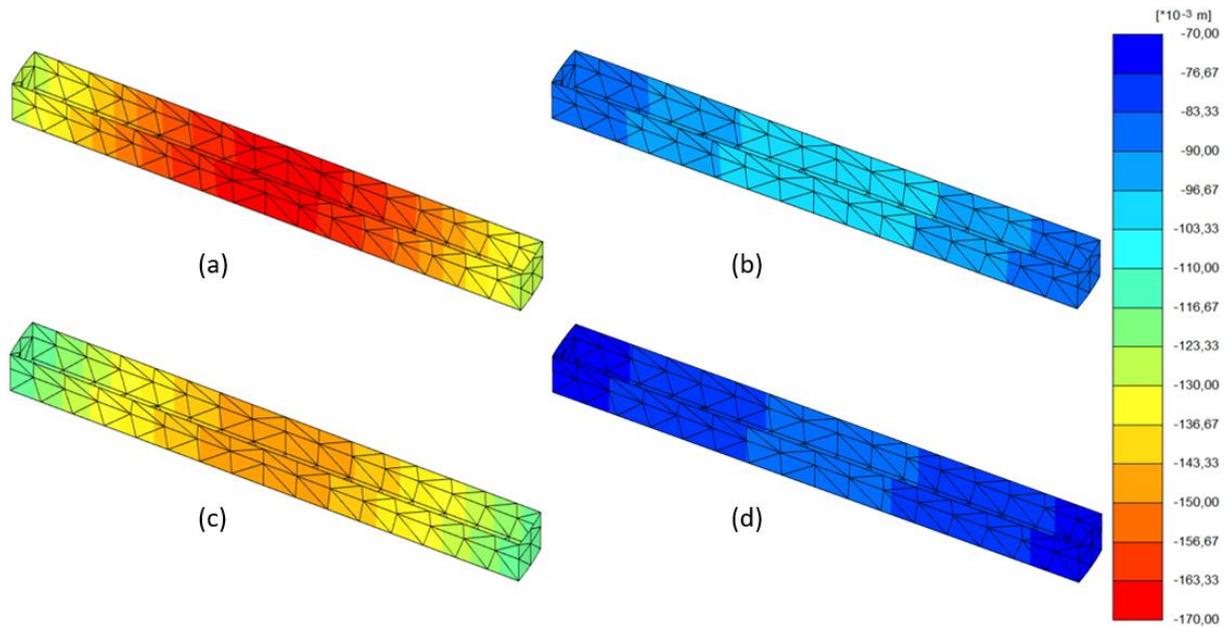


Figura 61 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m, e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em umidade natural do solo, no túnel.

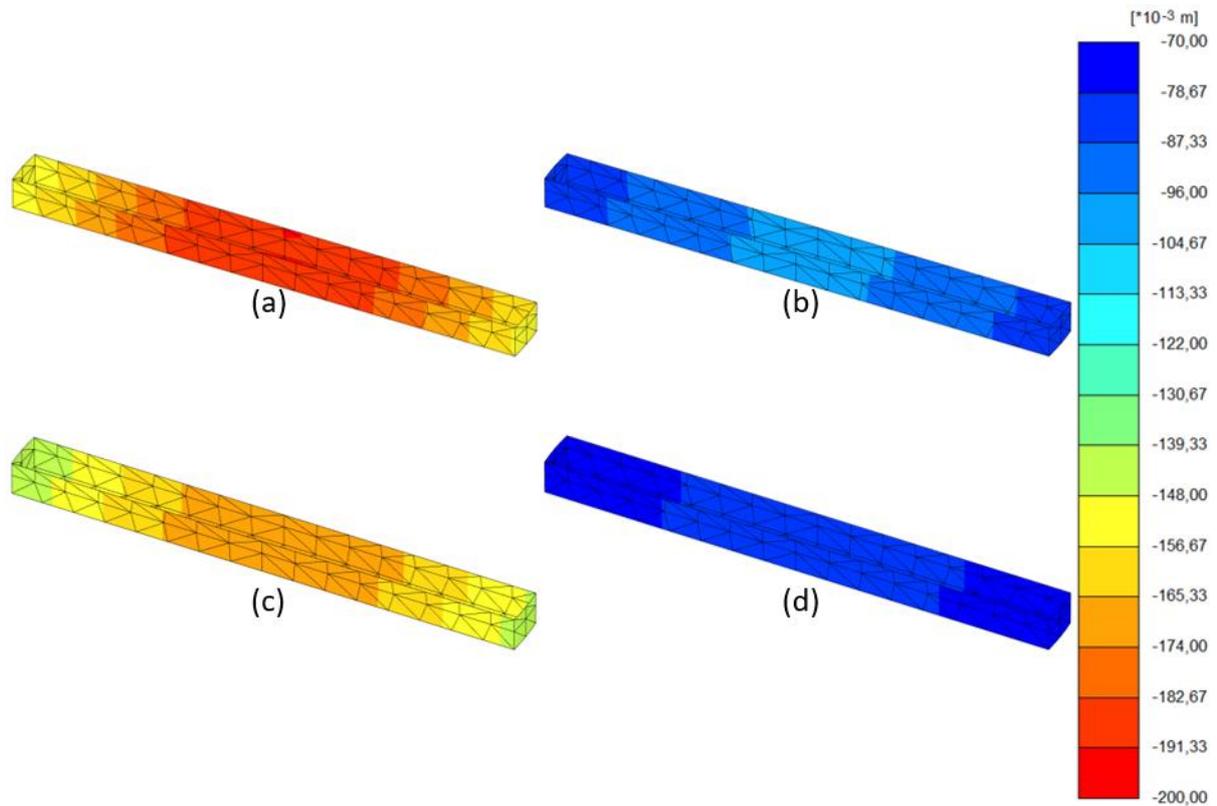


Figura 62 - Deformações totais em (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m, e deformações permanentes em (c) sem inclusões e (d) com 15m de inclusões, em 3,5m de solo inundado, no túnel.

É importante salientar que sob o túnel não foram inseridas inclusões, no entanto, a inserção de inclusões em região adjacente ao túnel já foi suficiente para redução de recalque inclusive no próprio túnel, pois as inclusões passaram a resistir parte das cargas que antes iriam exclusivamente para as estacas e para o solo.

Considerando que os primeiros 3,5 metros de profundidade do solo estão inundados, chegou-se à eficiência de cerca de quase 50% no SRF, obteve-se ainda os resultados de recalques conforme a Figura 63.

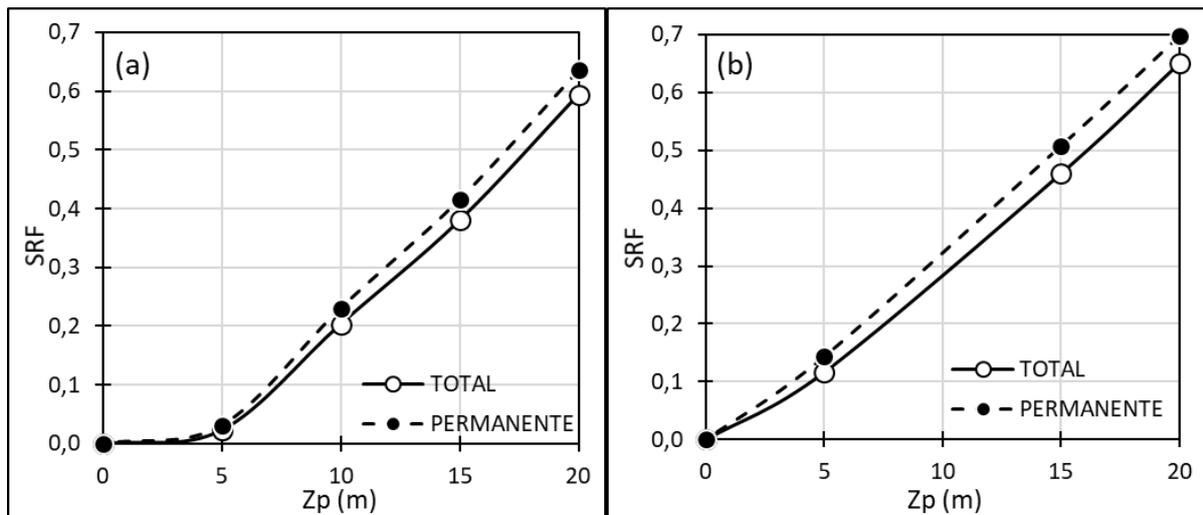


Figura 63 - Gráfico comparativo de SRF no túnel, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados.

#### 4.5.1.2 Recalques diferenciais

Calculou-se também o fator de redução de recalques diferenciais, chamado DRF, o qual se relaciona a distorção angular dos casos sem inclusões e com inclusões, sendo que esta distorção angular é dada pela razão da diferença entre os recalques medidos nos pontos de máximo e mínimo da estrutura analisada com a distância entre estes pontos, como se verifica na equação e pode-se verificar na Figura 64:

$$DRF = 1 - \frac{\delta_{w/i}^{max}}{\delta_{w/o}^{max}} \quad (\text{Eq. 10})$$

sendo:

$$\delta_{w/i}^{max} = \frac{\rho_{w/i}^{max} - \rho_{w/i}^{min}}{L_{w/i}} \quad (\text{Eq. 11})$$

e

$$\delta_{w/o}^{max} = \frac{\rho_{w/o}^{max} - \rho_{w/o}^{min}}{L_{w/o}} \quad (\text{Eq. 12})$$

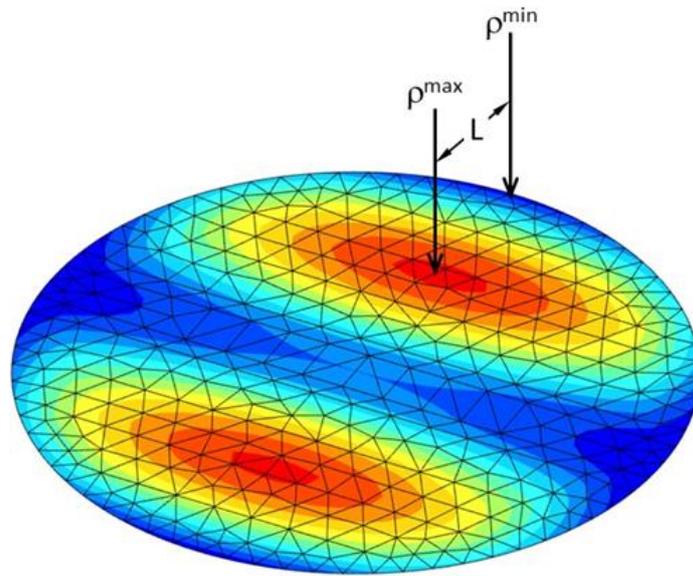


Figura 64 - Pontos tomados para o cálculo do DRF.

O fator de redução de recalques diferenciais medidos em todos os casos, também foi analisado e comparado graficamente para cada uma das estruturas, conforme Figura 65, em que se verifica que a partir de 15m de comprimento as inclusões desenvolvem uma eficiência muito boa, chegando a quase 90% no radier quando o solo está em seu estado natural de umidade, fato que ocorre tanto quando se analisam os deslocamentos totais, quanto permanentes.

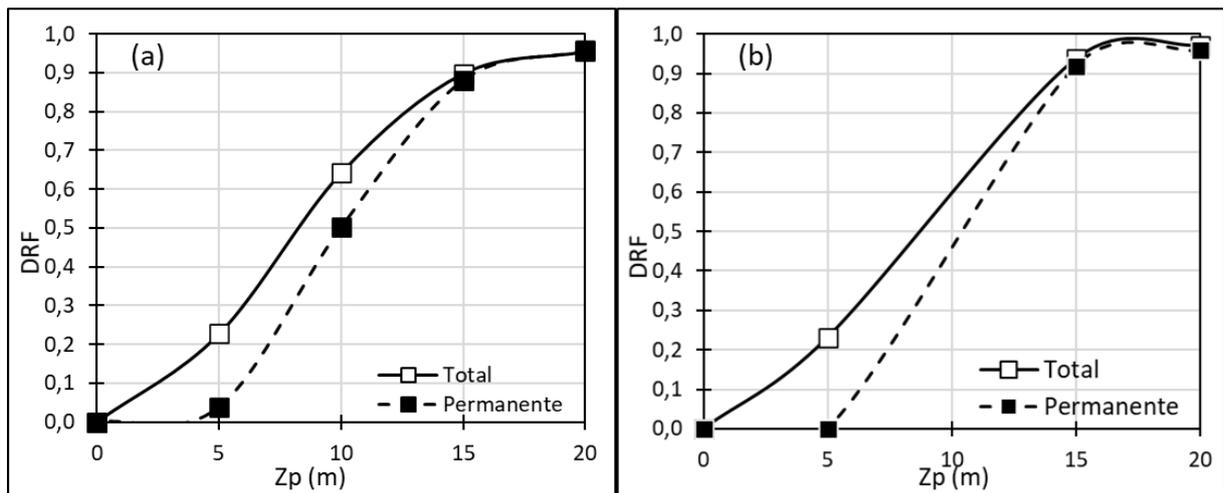


Figura 65 - Gráfico comparativo de DRF no radier, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados.

Considerando as Figuras 55 e 56, observou-se também que a uniformização dos recalques na laje de fundo representa visualmente, muito bem, o efeito do aumento do DRF, à medida que aumenta o comprimento das inclusões na fundação. Tal fato também é graficamente

demonstrado através das Figura 65, Figura 66 e Figura 67 que apresentam os valores calculados de DRF para o radier, o anel e o túnel respectivamente.

Considerando que os primeiros 3,5 metros de profundidade do solo estão inundados, verificou-se, que a distorção angular no caso de 5m de inclusões foi maior que o esperado, pois o recalque máximo medido foi maior que no caso sem inclusões, fato que influenciou o SRF e DRF, tornando-os negativos, o que representa que a inclusão de 5m atuou prejudicando o desempenho das fundações, ocasionando mais recalque para a estrutura.

Tal fato pode ser explicado pelo fato de a inclusão de concreto possuir peso específico diferente e maior que o do solo circundante, o que pode ocasionar um problema, pois neste caso a inclusão atuaria causando maior recalque ao solo circundante, uma vez que adiciona peso ao sistema.

Para o anel (Figura 66), verificou-se que os valores calculados de recalques diferenciais totais e os valores de recalques diferenciais permanentes não apresentaram grandes variações entre si, o que confirma que a ação de recalque ocorre de forma mais intensa em apenas uma região do anel que coincide com as zonas de entrada e saída do túnel. Pode se dizer também que os recalques nessa estrutura não são influenciados pela variação de umidade no solo, pois o DRF apresenta aproximadamente os mesmos resultados quando o solo está em seu estado de umidade natural e com os primeiros 3,5m inundados.

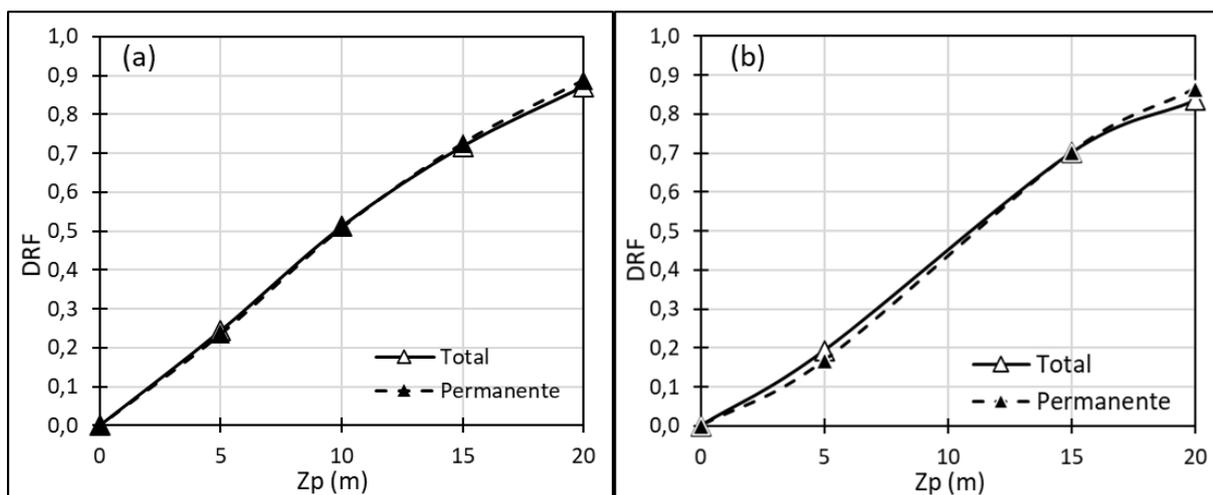


Figura 66 - Gráfico comparativo de DRF no anel, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados.

Para o caso do túnel observou-se que enquanto o SRF apresentou valores da ordem de 40% para o solo natural e a 50% para o solo inundado, o DRF tem um resultado maior de 62% e 65%, respectivamente (Figura 67).

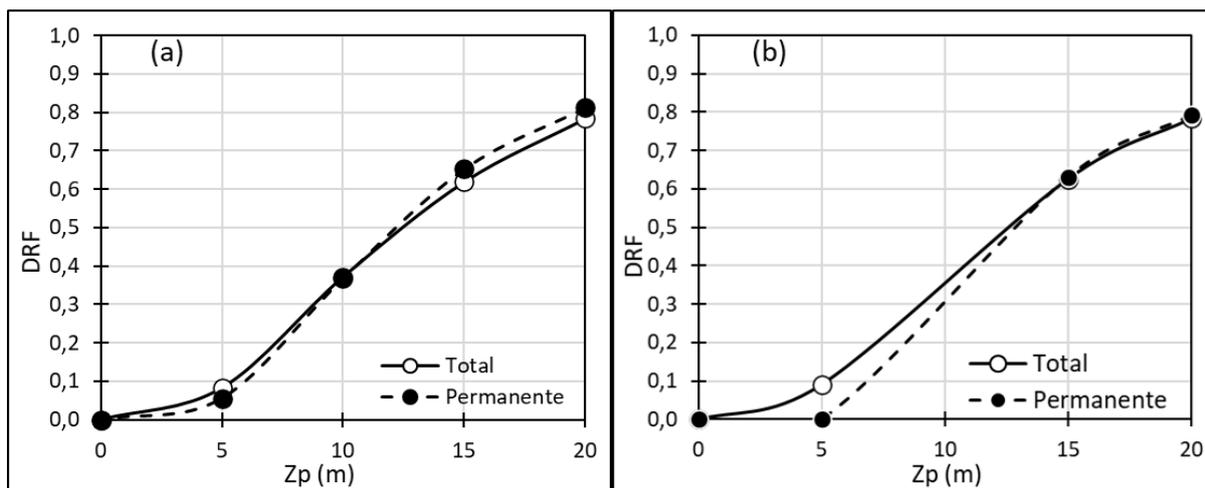


Figura 67 - Gráfico comparativo de DRF no túnel, em (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m inundados.

Conforme observado nos gráficos, à medida que se inserem as inclusões de maior comprimento na fundação do silo, as distâncias entre os pontos de máximo e mínimo recalque aumenta (Figura 55 e Figura 56,) colaborando também para um aumento do desempenho da redução de recalques diferenciais (DRF).

Considerando os deslocamentos permanentes, também se observou que nos casos em que os recalques máximos medidos diminuíram, percebeu-se uma diminuição do DRF e um aumento do SRF.

#### 4.5.1.3 Abertura da junta estrutural

Para simular a junta de dilatação que comumente é construída em material elástico para silos desse porte, utilizou-se um elemento de interface de propriedades semelhantes ao solo do aterro, mas no modelo material de Mohr-Coulomb.

Observou-se que na junta que faz o fechamento da ligação do anel perimetral com a laje de fundo ocorre uma deformação e consequentemente a abertura de um vão entre as estruturas mencionadas, como pode-se verificar na Figura 68.

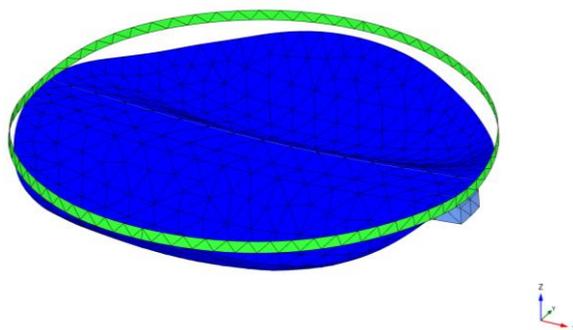


Figura 68 - Malha deformada da abertura na junta de ligação.

Tal fato pode prejudicar o desempenho da fundação; causar a entrada de água no interior do anel perimetral, abaixo do radier, inundando o aterro; pode ainda causar uma grande perda de grãos armazenados e ainda causar a entrada de umidade e pestes para dentro do silo, ocasionando assim o aumento do peso dos grãos (agora úmidos) e conseqüentemente traz o risco de uma explosão.

Por este motivo, foi desenvolvido um fator de redução de abertura da junta estrutural chamado GRF, o qual considera o desempenho da utilização de inclusões na redução da abertura da junta e, por tanto, comparou-se essa abertura para cada um dos estados de umidade do solo analisados e considerando as situações sem inclusões e com inclusões de 05, 10, 15 e 20 metros.

O fator de redução de abertura da junta pode ser calculado através da fórmula, em que se considera  $G_{w/i}^{max}$  como a máxima abertura para o caso do silo reforçado com as inclusões e  $G_{w/o}^{max}$  como a máxima abertura para o caso do silo sem inclusões.

$$GRF = 1 - \frac{G_{w/i}^{max}}{G_{w/o}^{max}} \quad (\text{Eq. 13})$$

Para tanto, foram tomados os valores nas respectivas zonas de maior abertura da junta, onde havia maior recalque do radier na borda do anel, conforme Figura 69.

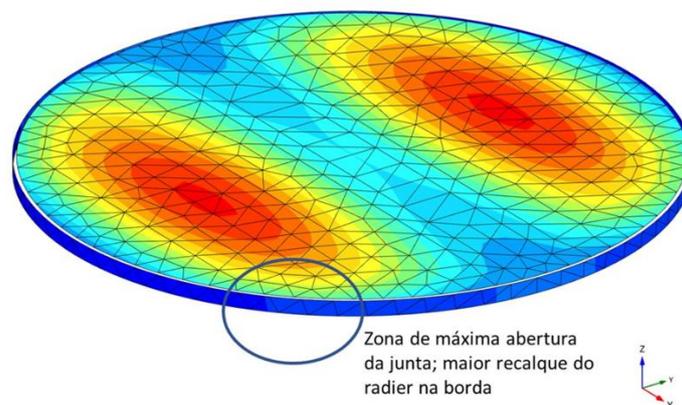


Figura 69 – Posição da medição da abertura da junta.

Verificou-se que as zonas de maior abertura da junta coincidem com as zonas de maior deslocamento da laje do radier e também do anel perimetral, conforme se verifica através das Figura 55 e Figura 56.

O gráfico de GRF, conforme Figura 70, mostra ainda o avanço da eficiência da utilização das inclusões na redução da abertura da junta, que alcança valor expressivo a partir

dos 10m de inclusões, em que passa os 50% de desempenho, chegando ao nível ideal superior aos 80% quando as inclusões têm comprimento de 15m e reduzindo quase a zero as aberturas quando as inclusões têm 20m de comprimento, fato que ocorre tanto quando analisado o caso em que o solo está em seu estado natural de umidade, quanto em seus 3,5m inundados.

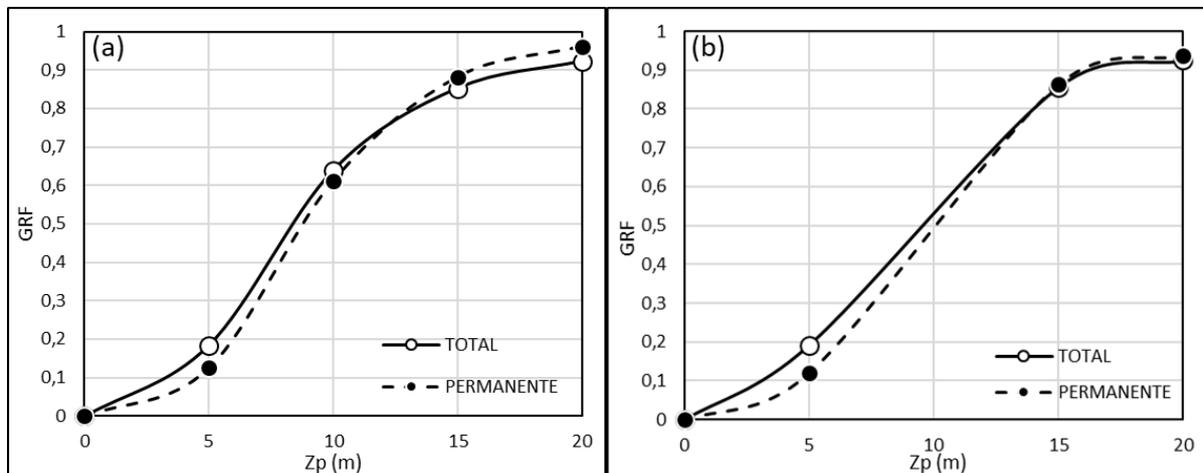


Figura 70 - GRF para (a) estado natural de umidade e (b) 3,5m de solo inundado.

Considerando o estado de umidade natural do solo, mediu-se os deslocamentos totais e permanentes da junta para cada um dos casos de variação dos comprimentos das inclusões, observou-se que os deslocamentos totais e permanentes para o caso de inclusões com 15m fez com que o fator de eficiência na redução da abertura da junta calculado fosse superior à 80%, fato que se repete no caso em que os primeiros 3,5m do solo estão inundados.

Logo, observa-se que o estado de umidade do solo pouco influenciou no comportamento da abertura da junta, sendo o carregamento e o comprimento das inclusões os principais fatores de influência sobre a abertura da estrutura.

#### 4.5.1.4 Carga nas estacas e nas inclusões

Outro fator importante analisado, foi a distribuição das cargas axiais para as estacas e inclusões, conforme Figura 71, verificou-se que a partir da inserção das inclusões, os carregamentos máximos ao longo das estacas diminuíram e que o solo teve sua rigidez aumentada. Tal fato, já era esperado, pois as inclusões passam a receber parte dos carregamentos que antes eram resistidos somente pelas estacas e pelo próprio solo; portanto a transmissão de cargas passa a ser para o conjunto estacas-solo; inclusões-solo e solo-inclusões.

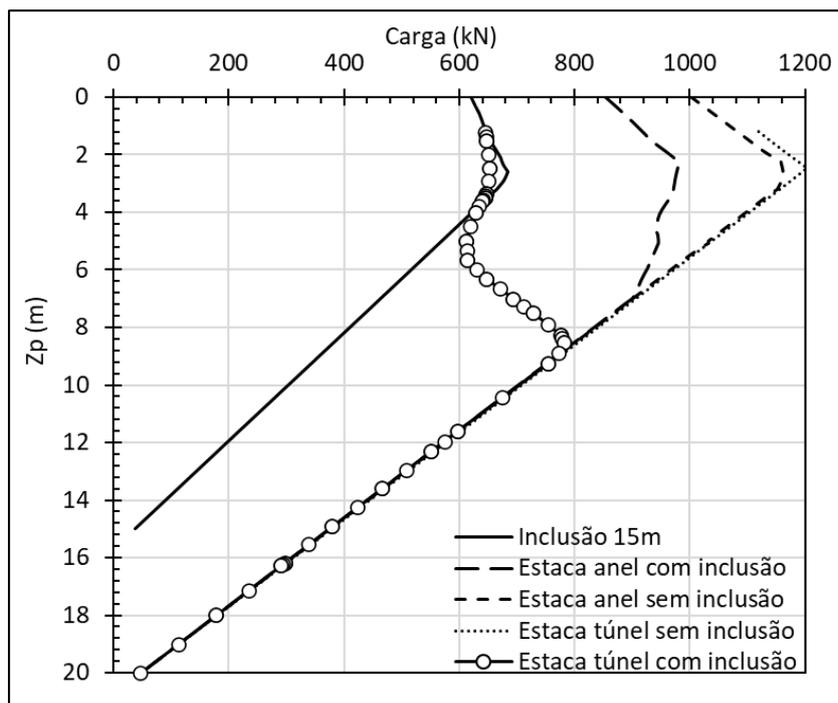


Figura 71 - Cargas axiais medidas (a) nas inclusões, (b) nas estacas em solo reforçado, (c) nas estacas quando não há inclusões.

Observa-se também que as estacas e inclusões passam a desenvolver um atrito negativo em seus primeiros três metros, fato que indica que o solo recalca mais rápido que o elemento estrutural, o que é explicado pelo fato destas primeiras camadas serem colapsíveis.

Observa-se ainda que a partir dos 9m de profundidade, as estacas passam a resistir os mesmos carregamentos, independentemente de sua posição (se sob o túnel ou sob o anel) e se o conjunto tem ou não inclusões.

A variação no carregamento sobre as estacas do túnel alcança valores muito altos (para os casos com e sem inclusões) quando comparados com as estacas do anel; tal fato ocorre, pois no sistema sem inclusões, as estacas do túnel recebem a maior parte das cargas do material ensilado, enquanto que as estacas sob o anel recebem a maior parte do carregamento da estrutura própria do silo; e, portanto, as estacas do túnel têm uma significativa redução, da ordem de 500kN, quando são inseridas inclusões no sistema de fundações. Isto mostra que o uso de inclusões pode diminuir a probabilidade de ocorrência de patologias estruturais nos túneis, pois os elevados carregamentos desenvolvidos nas estacas do túnel passam a ser suportados também pelo sistema inclusões-solo circundante.

#### 4.5.2 Grupo de silos

Considerando-se o complexo de silos, analisando as combinações de carregamento que simulam o comportamento dos oito silos quando cheios e vazios, pôde-se calcular os SRF, DRF e GRF para cada uma das combinações, conforme a Tabela 17. Sendo a primeira combinação dada pelo carregamento e descarregamento só dos silos externos (silos 01, 04, 05 e 08); a segunda combinação pelo carregamento e descarregamento só dos silos internos (silos 02, 03, 06 e 07); e por último, a terceira combinação dada pelo carregamento e descarregamento de todos os silos.

Observa-se que os índices diminuiram quando comparados aos resultados calculados para o caso do silo unitário; mas ainda assim possui bons resultados.

Tabela 17 - SRF, DRF e GRF para o grupo de silos.

Combinação	Silos	SRF (%)	DRF (%)	GRF (%)
	Externos (01, 04, 05, 08)	66,85	92,44	87,36
	Internos (02, 03, 06, 07)	18,60	73,25	9,24
	Externos (01, 04, 05, 08)	18,60	44,66	18,64
	Internos (02, 03, 06, 07)	66,12	96,63	84,87
	Externos (01, 04, 05, 08)	65,50	87,52	85,21
	Internos (02, 03, 06, 07)	65,26	96,73	88,96

Quando se analisa o grupo de silos, percebe-se que no caso em que não há inclusões existe uma parcela de influência de um silo quando é carregado no comportamento do outro, fato que ocorre tanto quando o externo é carregado, e quando o interno é carregado, conforme verifica-se na Figura 72 (a) e (b).

Observa-se ainda que na região em que o silo se encontra próximo ao eixo de simetria, há maior deformação da laje de fundo, o que representa uma influência do carregamento dos

outros silos pertencentes ao complexo no comportamento destes, influenciando diretamente no aumento dos recalques nessa região, conforme se observa na Figura 72 (c).

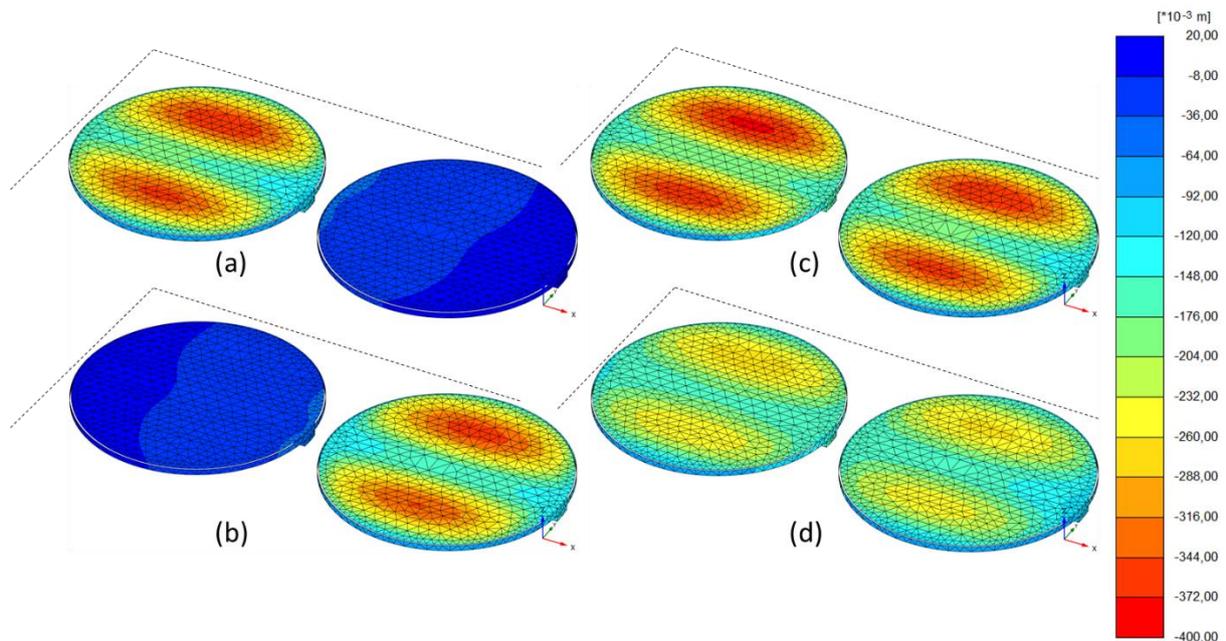


Figura 72 - Deformação no grupo de silos, caso sem inclusões, unidade natural do solo: (a) interno carregado; (b) externo carregado; (c) ambos carregados; (d) remoção de todas as cargas.

Já no descarregamento e conseqüente esvaziamento dos silos, verifica-se que fica residualmente uma considerável parcela de deformação permanente nas lajes de fundo dos silos e que também tem grandeza maior quando próximo ao eixo de simetria, destacando também uma influência dos outros silos do complexo adjacentes a esses, conforme Figura 72 (d).

Para o caso em que se adicionam as inclusões de 15 metros de comprimento aos silos, as deformações medidas nas lajes de fundo são drasticamente reduzidas. Também pode-se perceber que as inclusões de um silo influenciam no comportamento do outro; no entanto, esta influência não ocorre de forma danosa, à aumentar a deformação nas lajes de fundo, mas sim reduzindo a deformação no silo carregado, nas áreas próximas ao silo vizinho, conforme se verifica na Figura 73 (a) e (b).

Conforme se observa na Figura 73 (c) e (d), percebe-se que o eixo simétrico também representa o comportamento dos recalques nos silos quando juntos aos demais silos do complexo, pois apresenta uma maior deformação próximo ao eixo simétrico, embora que em grandeza menor que o caso sem inclusões.

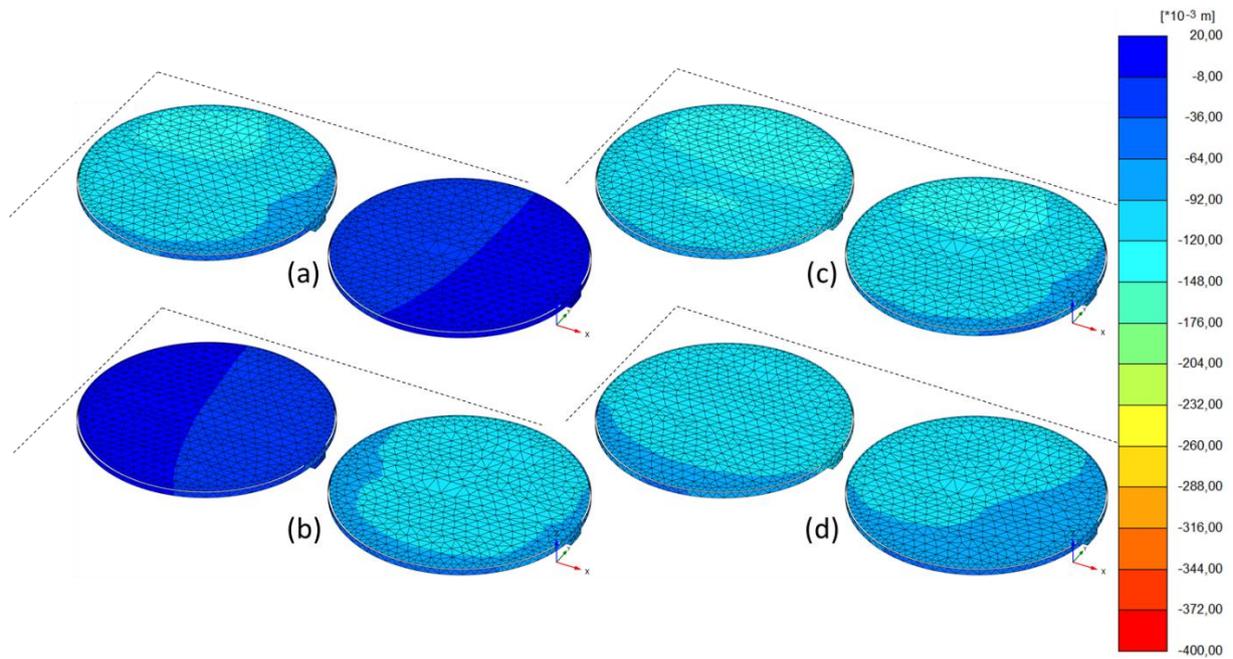


Figura 73 - Deformação no grupo de dois silos, caso com inclusões de 15m, umidade natural do solo: (a) interno carregado; (b) externo carregado; (c) ambos carregados; (d) remoção de todas as cargas.

A abertura das juntas estruturais existentes entre os anéis perimetrais e os radiers, apresentam uma grande deformação e conseqüente maior abertura no caso sem inclusões, do que no caso com inclusões, a qual é tão pequena que quase não apresenta abertura alguma, conforme Figura 74.

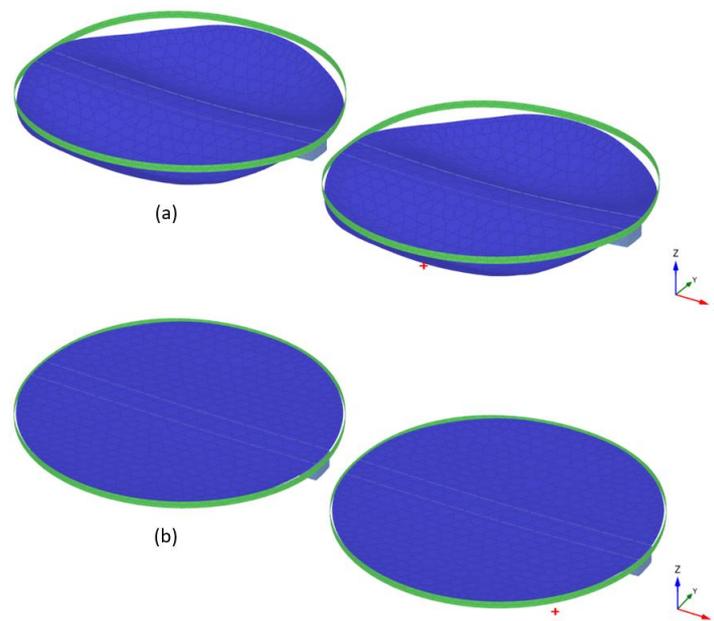


Figura 74 - Abertura das juntas no caso do grupo de silos, considerando: (a) sem inclusões e (b) com inclusões de 15m.

## **5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

### **5.1 Conclusões**

A utilização de inclusões neste estudo foi muito positiva, solucionando os problemas de recalque excessivo nas lajes de fundo de silos graneleiros, de consequente abertura de junta estrutural e de perda de material ensilado; também foram reduzidos os recalques no túnel mesmo que não sendo utilizadas inclusões especificamente para isso; e o comportamento do complexo de oito silos também melhorou com as inclusões, pois com as inclusões a influência de um silo carregado em outro silo também diminuiu.

Quando se analisa o solo com inclusões rígidas, percebe-se que as inclusões têm o comportamento de aumentar a rigidez daquela região e, portanto, aumenta o desempenho geotécnico, quanto à capacidade de carga.

O modelo numérico mostrou-se eficiente para simulação e análise de fundações em estacas hélice contínua com inclusões rígidas em solo colapsível representativo do Distrito Federal.

Também pode se comprovar o bom desempenho da fundação na redução de recalques de laje de fundo para o caso estudado, obtendo uma eficiência de até 70% na redução de recalques totais quando o solo está em estado natural de umidade e até 77% para os primeiros 3,5m inundados.

Portanto, o uso de inclusões rígidas para reforço de fundações de silo graneleiros além de ter um bom desempenho na redução de recalques, constitui uma alternativa prática na solução dos problemas atualmente enfrentados pelos silos graneleiros assentes em solos colapsíveis.

### **5.2 Sugestões para pesquisas futuras**

Os estudos desenvolvidos nesta dissertação através de análise numérica (MEF) necessitam de validações experimentais através de instrumentação de campo; que deve ser alcançada instrumentando-se um silo na região de solo colapsível e verificando os dados deste modelo com os medidos em campo.

É importante que seja feita uma análise numérica para estudar o comportamento da inclusão e conhecer em quais situações esta funcionará como elemento de fundação e quando funcionará como elemento de reforço.

Podem ainda ser desenvolvidas análises de viabilidade econômica e financeira na utilização da técnica aqui estudada. Podem ser desenvolvidos estudos para conhecer os efeitos na fundação do estudo de caso considerando quando a inundação dos primeiros 3,5m de solo diminuir, por exemplo, com a utilização de um material de impermeabilização, e como muda o comportamento da inclusão para este caso. Sugere-se ainda fazer análises paramétricas avaliando a variação da umidade do solo.

Pode-se ainda calcular e avaliar o desempenho das inclusões rígidas para este mesmo estudo de caso considerando maiores variações no comprimento das inclusões e mudando suas características estruturais (como diâmetro, peso específico, material de formação e outros), a fim de definir parâmetros limites deste tipo de fundação para o solo colapsível de Brasília.

Existe, ainda, a necessidade da formulação de uma norma brasileira regulamentadora que estabeleça parâmetros e norteie a produção específica de projetos de silos graneleiros e estabeleça limites aceitáveis de seu dimensionamento e construção.

Conforme a nova carta sísmica brasileira, a região do centro-oeste brasileiro onde mais se apresentam os solos colapsíveis e também as instalações de silos graneleiros, é propensa a abalos de pequena magnitude, considerando tais fatos, devem ser realizadas análises do estudo em questão simulando condições de abalo sísmico que eventualmente podem sofrer essas estruturas se construídas em locais propensos à sismicidade.

Devido às grandes dimensões da estrutura dos silos, deve ser estudada a influência da força do vento na geração de momentos na fundação em questão e sua influência nos casos com inclusões rígidas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R., 2020. *Apostila do curso de fundações de silos, reservatórios e graneleiros.* 1ª ed. s.l.:Engeduca.

ASIRI National Project, 2011. *Recommendations for the Design, Construction and Control of Rigid Inclusion Ground Improvements.* França: Presses Des Ponts.

Auvinet, G. & Rodríguez, J., 2006. *Rigid Inclusions in Mexico City Soft Soils: History and Perspectives - Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions.* D.F. México: UNAM - Universidad Nacional Autónoma de México.

Beatty, B., 2013. *Vibro Concrete Columns.* [Online] Available at: [http://www.penninevibro-piling.com/Library/technique\\_sheets/Vibro\\_concrete\\_columns.pdf](http://www.penninevibro-piling.com/Library/technique_sheets/Vibro_concrete_columns.pdf)

Bentley, 2020. *Sobre Hardening Soil no Plaxis.* [Online] Available at: <https://www.plaxis.com/support/models/hardening-soil-model/>

Bentley, 2021. *Plaxis 3D Scientific Manual.* s.l.:s.n.

Berberian, D., 2015. *Engenharia de Fundações.* 32ª Edição ed. Brasília: Infrasolo.

Bernardes, H. C., de Souza Filho, H. L., Dias, A. D. & Cunha, R. P., 2021. Numerical Analysis of Piled Raft Foundations Designed for Settlement Control on Steel Grain Silo in Collapsible Soils. *International Journal of Civil Engineering*, Issue 19, pp. 607-622.

Bernuy, C. et al., 2018. LNG tanks on rigid inclusions: Kuwait. *Springer: Innovative Infrastructure Solutions*, 3(80), pp. 1-12.

Blackburn, T. & Franz, R., 2016. *Design and Construction of Rigid Inclusion Ground Improvement Projects.* Michigan, Michigan Gov., p. 45.

Briançon, L., Dias, D. & Simon, C., 2015. Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions - reinforced industrial building. *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 1592-1604.

Briançon, L., Kastner, R., Simon, B. & Dias, D., 2004. *Etat des Connaissances: Amélioration des Dols par Inclusions Rigides - Proceedings of the International Symposium on Ground Improvement.* Paris - França: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées..

Calil Junior, C., 1983. *Silos de Madeira à Nivel de Fazendas.* São Carlos, Universidade de São Paulo, pp. 09-11.

Caputo, H. P., 2015. *Mecânica dos Solos e suas Aplicações - Mecânicas das Rochas, Fundações e Obras de Terra: Volume 2.* 7ª Edição ed. Rio de Janeiro: LTC.

Cardoso, F. B. F., 2002. *Propriedades e comportamento mecânico de solos do planalto central brasileiro*. Tese de doutorado ed. Brasília: Universidade de Brasília - UnB.

Carneiro, O., 1948. *Silos e Sua Construção*. Piracicaba: Anais da Escola Superior de Agricultura Luiz Queiroz.

Chevalier, B., Villard, P. & Combe, G., 2011. Investigation of Load-Transfer Mechanisms in Geotechnical Earth Structures with Thin Fill Platforms Reinforced by Rigid Inclusions. *International Journal Geomechanics*, 11(3), pp. 239-250.

Coelho, R. S., 2013. *Relatório das sondagens executada na área destinada à construção da obra da Casa do Professor*. Infrasolo ed. Brasília: FUNDEX.

CONAB, 2019. *Portal de informações Agropecuárias*. [Online] Available at: <https://portaldeinformacoes.conab.gov.br/armazem/armazem-dashboard>

Conciani, W., 2016. *Possíveis Melhoramentos no Projeto e Construção de Silos*. Tese de Candidatura à Classe de Professor Titular ed. Brasília: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Brasília.

Cruz, P. T., 1987. Solos residuais: algumas hipóteses de formulações teóricas de comportamento. *Seminário em geotecnica de solos tropicais*, Issue ABMS-UnB, pp. 79-111.

Das, B. M., 2007. *Principles of foundation engineering*. 6ª ed. Toronto(Ontario): Thomson.

Dogangun, A., Karaca, Z., Durmus, A. & Sezen, H., 2009. Cause of Damage and Failures in Silo Structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 01 Abril, Volume 23, pp. 65-71.

EMBRAPA, 2019. *Tipos de Silos*. [Online] Available at: [https://www.agencia.cnptia.embrapa.br/Agencia8/AG01/arvore/AG01\\_308\\_217200392413.html](https://www.agencia.cnptia.embrapa.br/Agencia8/AG01/arvore/AG01_308_217200392413.html)

García, J. A. B., 2021. *Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçadas com inclusões rígidas..* Tese de doutorado em geotecnia ed. Brasília/DF, Brasil: Universidade de Brasília - UnB.

Garcia, J. A. B. et al., 2021b. Experimental investigation of a load-transfer material for foundations reinforced by rigid inclusions. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Outubro, 147(10), p. 04021110.

Geofix, 2015. *Método executivo de hélice contínua*. [Arte].

Gomes, B. R., 2020. *Modelagem numérica de uma proposta de modelo físico para avaliação da eficiência e o desempenho de grupos de inclusões rígidas em solos colapsíveis*. Dissertação de Mestrado ed. Brasília/DF, Brasil: Universidade de Brasília - UnB.

Gomes, B. R., Rebolledo, J. F. R. & León, R. F. P., 2019. *Projeto de modelo físico para avaliar o desempenho de grupo de inclusões no controle de recalques em solos colapsíveis*. Brasília/DF, Brasil, GEOCENTRO.

Gomes, F. C. & Calil Junior, C., 2005. Estudo teórico e experimental das ações em silos horizontais. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, Volume 7, pp. 35-63.

Guerra, P. A., 2006. *Silos prismáticos: otimização estrutural das paredes em seção trapezoidal e zigzag* - Dissertação de Mestrado. Passo Fundo: UPF - Universidade de Passo Fundo.

Guimarães, R. C., 2002. *Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas*. Dissertação de mestrado ed. Brasília: Universidade de Brasília - UnB.

Hor, B., Jee, S. H., Song, M. J. & Kim, D. Y., 2017. *Ground improvement using rigid inclusion for the foundation of LNG tanks*. Seoul, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 2907-2910.

Jardim, N. A., 1998. *Metodologia de previsão de capacidade de carga vertical e horizontal com o dilatômetro de Marchetti*. Dissertação de Mestrado ed. Brasília: Universidade de Brasília - UnB.

Lazzari, F. A., 2015. A escolha do silo ideal. *Campo e negócios*, Issue janeiro/2015.

Leal, A. N., Tauta, J. F. C. & Blanco, E. F. R., 2009. Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y hardening soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 8(15), pp. 75-91.

Lippel, 2020. *Silos horizontais para armazenamento de biomassa*. [Online]  
Available at: <https://www.lippel.com.br/armazenagem-de-biomassa/silos-horizontais-para-armazenagem-de-biomassa/>

Lódör, K., Móczár, B. & Mahler, A., 2016. *Análise numérica em 3D de um silo com um sistema de fundações de inclusão rígida (húngaro)*. Budapeste - Hungria, Geotechnika 2016 Konferencia.

Lopes Neto, J. P., Nascimento, J. W. B. & Calil Junior, C., 2008. Análise Estrutural de Silos Metálicos Prismáticos. *Ciência e Agrotecnologia*, Agosto, XXXII(4), pp. 1252-1258.

MALCOLM DRILLING CO, 2013. *Soil Mixing Systems*. [Online]  
Available at: [http://www.malcolmdrilling.com/images/printable\\_pdfs/soilmixing.pdf](http://www.malcolmdrilling.com/images/printable_pdfs/soilmixing.pdf)

Malcom, M. A. M., 2013. *Comportamiento Dinámico de Inclusiones Rígidas - Tesis de Maestro en Ingeniería*. D.F. México: UNAM - Universidad Nacional Autónoma del México.

Menard, 2013. *Controlled Modulus Columns*. [Online] Available at:  
<http://www.menardweb.com/Internet>

Móczár, B., Mahler, A., Lódör, K. & Bán, Z., 2016. Back analysis of settlements beneath the foundation of a sugar silo by 3D finite element method.. *Plaxis Bulletin*, Issue Spring issue, pp. 12-17.

Mota, N. M. B., 2003. *Ensaio avançado de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação*. Tese de doutorado ed. Brasília: Universidade de Brasília - UnB.

Nascimento, J. W. B., 1996. *Estudos de Silos Metálicos Prismáticos para Fábricas de Ração*. São Carlos: Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

NBR 6122, 2019. *NBR 6122 - Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

NBR 7821, 1983. *NBR 7821:1983 - Tanques soldados para armazenamento de petróleo e derivados - Anexo C: Fundações*. Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

Oliveira, F. S., 2015. *Análise numérica de experimento para avaliação dos efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas*.. Dissertação de Mestrado ed. Rio de Janeiro: COPPE - UFRJ.

Perez, E. N. P., 1997. *O uso da teoria da elasticidade na determinação do módulo de young de solo adjacente a estacas carregadas verticalmente na argila porosa de Brasília*. Dissertação de Mestrado ed. Brasília: Universidade de Brasília - UnB.

Pérez, R. F., 2017. *Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal - Dissertação de Mestrado*. Brasília: UnB.

Pérez, R. G., 2012. *Inclusiones Rígidas - Análisis comparativo de los métodos analíticos y los métodos numéricos*. Madri: Máster em Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.

Poulos, H. G. & Davis, E. H., 1980. *Pile Foundation Analysis and Design*. Sydney: Rainbow-Bridge Book Co.

Rebolledo, J. F. R., 2001. *Uso de Inclusiones Rígidas para el Control de Asentamientos en Suelos Blandos - Tesis de Maestría*. D.F. México: UNAM - Universidad Nacional Autónoma de México.

Rebolledo, J. F. R., 2012. Inclusiones Rígidas. *Geotecnia*, pp. 34-35.

Rebolledo, J. F. R., León, R. F. P. & Camapum de Carvalho, J., 2019a. Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília. *Soils and Rocks*, pp. 61-74.

Rebolledo, J. F. R., León, R. F. P. & Camapum de Carvalho, J., 2019b. Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. *Soils and Rocks*, pp. 265-279.

Rebolledo, J. F. R., León, R. F. P. & Camapum de Carvalho, J., 2019b. Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. *Soils and Rocks*, pp. 265-279.

Rebolledo, J. F. R., León, R. F. P. & Camapum de Carvalho, J., 2019. Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. *Soils and Rocks*, pp. 265-279.

Sales, M. M., 2000. *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas*. Tese de doutorado ed. Brasília: Universidade de Brasília - UnB.

Sales, M. M. et al., 2015. *Fundações em solos não saturados: solos não saturados no contexto geotécnico*. São Paulo, ABMS.

Sampaio, M. P., 2018. *Análise de Projeto de Fundação em Radier Estaqueado Para Silo Graneleiro em Solo Colapsível. Projeto Final de Graduação*. Brasília: UnB.

Schanz, T., Vermeer, P. A. & Bonnier, P. G., 1999. *The hardening soil model: formulation and verification*. Balkema(Rotterdam): Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 years of plaxis.

Souza Filho, H. L., 2018. *Dissertação de Mestrado: Estudo da Técnica de Sistemas em Radier Estaqueado para Fundações de Silos Graneleiros do Centro-Oeste*. Brasília: Universidade de Brasília.

Tecnogeo, 2021. *Coluna de brita vibrocompactada*. [Online]  
Available at: <https://www.tecnogeo.com.br/coluna-brita-vibrocompactada/>  
[Acesso em 26 Novembro 2021].

Timoshenko, S., 1970. *Theory of Elasticity*. 3<sup>a</sup> ed. Asia: McGraw-Hill Education.

Weber, K., 2020. *Silos Planos*. [Online] Available at:  
[https://www.kepler.com.br/armazenagem/cerealista/silos\\_planos](https://www.kepler.com.br/armazenagem/cerealista/silos_planos)

Yáñez, E. S., 1976. Cimentacion de tanques de almacenamiento de gran capacidad. *Revista Latinoamericana de Geotecnia*, pp. 5-22.

Zen, F. B., 2014. *Armazém Graneleiro: Projeto com placas pré-fabricadas de concreto - TCC*. Porto Alegre: UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.