

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

**AVALIAÇÃO DO ATRITO NEGATIVO EM GRUPOS DE  
ESTACAS ASSENTES EM SOLOS MOLES**

**BRUNA LEAL MELO DE OLIVEIRA**

**ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO,  
DR.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-317/2018  
BRASÍLIA, DF: OUTUBRO / 2018**

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

**AVALIAÇÃO DO ATRITO NEGATIVO EM GRUPOS DE  
ESTACAS ASSENTES EM SOLOS MOLES**

**BRUNA LEAL MELO DE OLIVEIRA**

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

**APROVADA POR:**

---

**JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr. (UNB)**  
**(ORIENTADOR)**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UNB)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**RAYDEL LORENZO REINALDO, D.Sc. (UFT)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 19 DE OUTUBRO DE 2018**

## FICHA CATALOGRÁFICA

OLIVEIRA, BRUNA LEAL MELO DE

Avaliação do Atrito Negativo em Grupos de Estacas Assentes em Solos Moles. Distrito Federal, 2018.

xviii, 125p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2018).

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

- |                |                                      |
|----------------|--------------------------------------|
| 1. Fundações   | 2. Atrito Negativo                   |
| 3. Solos Moles | 4. Modelagem Numérica Tridimensional |
| I. ENC/FT/UnB  | II. Título (série)                   |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

OLIVEIRA, B.L.M. (2018). Avaliação do Atrito Negativo em Grupos de Estacas Assentes em Solos Moles. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-317/2018, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 125p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Bruna Leal Melo de Oliveira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Avaliação do Atrito Negativo em Grupos de Estacas Assentes em Solos Moles.

GRAU / ANO: Mestre / 2018

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.

---

Bruna Leal Melo de Oliveira

Rua Domingos Cordeiro, 1961

CEP: 64052-450.

Teresina, Piauí

e-mail: brunalealmelo@gmail.com

*A meus pais, Leda e Hildebaldo e às minhas irmãs, Lara e Ylana, pelo amor incondicional e pelo apoio de todos os dias.*

*A meu amor, João, por estar sempre ao meu lado e por acreditar tanto na minha capacidade.*

*A toda a minha família e aos meus amigos, muito obrigada pelo incentivo.*

## **AGRADECIMENTOS**

Antes de tudo, a Deus por todas as bênçãos, graças e oportunidades que Ele sempre me concedeu durante todos esses anos de vida.

A meus pais, Leda e Hildebaldo, e às minhas irmãs, Lara e Ylana, pelo amor incondicional, carinho, apoio e por sempre fazerem o possível pela minha felicidade. Vocês são minha vida.

A meu amor, companheiro e melhor amigo, João, por estar ao meu lado durante todos os momentos desesperadores e nos felizes e pela paciência em suportar minha longa ausência de casa.

A Tia Christiane, Vó Nair, Denberg Filho, Bilu e Malu, por terem sido peças fundamentais nesses dois anos em Brasília. Vocês foram tudo para mim nessa jornada.

A minha avó Telde e meu avô Janary, por sempre acreditarem na minha capacidade e por todo o amor que dedicam a mim.

A todos os meus familiares e à Peppa, vocês foram e são muito importantes para mim.

A meus queridos amigos teresinenses, aos de Calgary e aos que encontrei em Brasília, especialmente, Luisa, obrigada pelas horas de conversa, bons momentos juntos, risos, companheirismo e cumplicidade.

Ao Professor Juan Félix, por todo o tempo dedicado a me orientar com competência, paciência e respeito, pelas revisões, ajudas nas modelagens e pelas valiosas sugestões e estímulos dados. Sou muito grata por tudo isto.

A todos os professores da Pós-graduação em Geotecnia, da Universidade de Brasília, pelos enormes e válidos conhecimentos passados.

Por fim, gostaria de agradecer ao CNPq, pelo apoio financeiro.

*“O que conta na vida não é o simples fato de termos vivido. É a diferença que fizemos para a vida dos outros que determinará o significado da vida que levamos”.*

**Nelson Mandela.**

## RESUMO

Como consequência do atual crescimento das cidades e regiões metropolitanas em todo o mundo, o preço dos terrenos sofreu um aumento significativo. Sendo assim, construtores e investidores partem à procura de locais mais econômicos para construir suas obras, o que significa que regiões antes desvalorizadas pelo mercado por suas péssimas condições geotécnicas foram escolhidas para novas construções, como por exemplo, áreas de depósitos de solos moles, os quais possuem características bastante desfavoráveis, como baixa resistência ao cisalhamento, baixa capacidade de carga, alta compressibilidade e às vezes alto teor de matéria orgânica. Para este tipo de solo, o uso de fundação em radier estaqueado é uma alternativa eficiente com o fim de reduzir recalques e aumentar a capacidade de carga da fundação, uma vez que as cargas podem ser absorvidas tanto pelo radier quanto pelas estacas. Entretanto, nessa fundação, pode ocorrer o fenômeno do atrito negativo, que são forças descendentes que podem ser causadas por rebaixamento do lençol freático, rebaixamento das pressões intersticiais, sobrecarga superficial recente ou o colapso da camada superficial de solo; as quais podem gerar acréscimo das forças axiais e recalques excessivos ou a ruptura estrutural da estaca. Diversos autores propuseram metodologias de cálculo a fim de quantificar o atrito negativo. Entretanto, esses cálculos costumam ser bastante complexos ou às vezes simplificam demais o problema. Uma alternativa exequível em tal situação é o uso da modelagem numérica, através do método dos elementos finitos. No entanto, os programas numéricos tridimensionais são ainda ferramentas de análise complexas e de difícil aquisição para o engenheiro projetista. Nesse contexto, o presente trabalho teve a finalidade de propor uma ferramenta prática de projeto para grupos de estacas flutuantes assentes em solos moles em processo de adensamento submetidas a atrito negativo. Para isso, analisou-se o solo mole da zona lacustre da Cidade do México, mundialmente conhecido por suas péssimas condições geotécnicas, e foram realizadas modelagens numéricas no software Plaxis 3D, examinando o efeito de rigidez e dimensões do radier; o número e espaçamento de estacas em função do tipo de problema (estados-limites últimos ou estados-limites de serviço); e considerando duas hipóteses de abatimento da poropressão. A partir dos resultados, foram analisados os deslocamentos verticais apresentados pela fundação e a magnitude do atrito negativo desenvolvido nas estacas para os distintos casos de estudo. Notou-se na pesquisa que, apesar da complexidade das análises, foi possível simular de forma realista o desenvolvimento do atrito negativo nas estacas de centro, borda e canto e por fim, propor fatores de redução da resistência limite para os diferentes casos de análise que podem ser considerados para o projeto deste tipo de fundação em condições semelhantes.

## Evaluation of Pile Group subjected to Negative Skin Friction in Soft Soils

### ABSTRACT

As a consequence of the current growth of cities and metropolitan regions around the world, the price of land has increased significantly. Therefore, builders and investors are looking for more economical sites to build their works, which means that regions previously devalued by the market due to their poor geotechnical conditions have become sites for new construction, such as areas of deposits of soft soils, which have very unfavorable characteristics, as low shear strength, low bearing capacity, high compressibility and sometimes high organic matter content. For this type of soil, the piled-raft foundation is an efficient alternative to reduce settlement and increase the bearing capacity of the foundation, since the loads can be absorbed by both the raft and the piles. However, when this foundation is based on soft soils, it may occur the phenomenon of negative skin friction, which are downward loads caused by: reduction of the water level, pore pressure drawdown, recent surface overload or superficial soil collapse; which may result in an increase in axial forces and excessive settlements or structural pile rupture. Several authors have proposed calculation methodologies in order to quantify negative skin friction. However, these calculations are often complex or sometimes they simplify the problem. A feasible alternative in such a situation is the use of numerical modeling, using the finite element method. But the three-dimensional numerical programs are still complex tools and they are difficult to be acquired by the engineer. In this context, the present work aims to propose a practical design tool for groups of friction piles based on soft soils in process of consolidation submitted to negative skin friction. For this, the soft soil of Mexico City's lacustrine zone, known worldwide for its poor geotechnical conditions, was analyzed and numerical models were performed on the Plaxis 3D software, examining: the effect of the raft stiffness and dimensions, the pile number and spacing in terms of the type of problem (ultimate or serviceability limit state analysis) and two hypotheses of the pore pressure drawdown. From the results, the vertical displacements of the foundation and the magnitude of the negative skin friction for the different case studies were presented. It was observed in the research that, despite the complexity of the problem, it was possible to realistically simulate the development of the negative skin friction in the center, edge and corner piles and, finally, to propose reduction factors of the limit shear strength resistance for the different cases of analysis that can be considered for the design of this type of foundation under similar conditions.



## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1. MOTIVAÇÃO</b> .....	<b>3</b>
<b>1.2. OBJETIVOS</b> .....	<b>3</b>
1.2.1. OBJETIVO GERAL .....	3
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>1.3. METODOLOGIA</b> .....	<b>4</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1. SOLOS MOLES</b> .....	<b>5</b>
2.1.1. CARACTERÍSTICAS E PROBLEMÁTICAS ENVOLVENDO SOLOS MOLES .....	5
2.1.2. SUBSIDÊNCIA LOCAL OU REGIONAL .....	8
<b>2.2. PRINCIPAIS TIPOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM SOLOS MOLES</b> .....	<b>11</b>
2.2.1. ESTACAS DE PONTA .....	12
2.2.2. ESTACAS FLUTUANTES OU DE ATRITO .....	13
2.2.3. GRUPO DE ESTACAS .....	14
2.2.4. RADIER ESTAQUEADO .....	15
<b>2.3. PROJETO EM TERMOS DE ESTADOS-LIMITES</b> .....	<b>22</b>
<b>2.4. ATRITO NEGATIVO EM ESTACAS</b> .....	<b>23</b>
2.4.1. DEFINIÇÃO E PROBLEMÁTICAS .....	23
2.4.2. MÉTODOS DE CÁLCULO DO ATRITO NEGATIVO .....	27
2.4.2.1. ZEEVAERT (1982) .....	28
2.4.2.2. DE BEER E WALLAYS (1983) .....	29
2.4.2.3. BRIAUD ET AL. (1991) .....	30
2.4.2.4. JEONG ET AL. (1997) .....	31
2.4.2.5. AUVINET E RODRÍGUEZ (2017) .....	32
<b>3. MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM SOLOS MOLES</b> .....	<b>34</b>
<b>3.1. MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOFTWARE UTILIZADO</b> .....	<b>36</b>
3.1.1. MODELO MOHR-COULOMB (MC) .....	38
3.1.2. MODELO CAM-CLAY MODIFICADO (CCM) .....	40
3.1.3. MODELO SOFT SOIL (SS).....	42
3.1.4. MODELO HARDENING SOIL (HS) .....	44
<b>3.2. ANÁLISES DRENADAS E NÃO-DRENADAS</b> .....	<b>45</b>
3.2.1. ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES TOTAIS COM PARÂMETROS NÃO-DRENADOS .....	46
3.2.2. ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES EFETIVAS COM PARÂMETROS DRENADOS E CONDIÇÕES INICIAIS DRENADAS .....	46
3.2.3. ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES EFETIVAS COM PARÂMETROS DRENADOS E CONDIÇÕES INICIAIS NÃO-DRENADAS .....	46
<b>3.3. MODELAGEM 3D DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO</b> .....	<b>46</b>
3.3.1. ELEMENTOS DE VOLUME .....	47
3.3.2. ELEMENTOS DO TIPO EMBEDDED BEAMS .....	47
3.3.3. ELEMENTOS DE INTERFACE .....	49
3.3.4. ELEMENTOS TIPO PLATE .....	51
<b>3.4. EXEMPLOS DE MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS E RADIER ESTAQUEADO</b> .....	<b>51</b>

<b>4. ESTUDO DE CASO: ATRITO NEGATIVO DE GRUPOS DE ESTACAS ASSENTES NOS SOLOS MOLES DA CIDADE DE MÉXICO .....</b>	<b>54</b>
<b>4.1. DESCRIÇÃO GERAL DO ESTUDO DE CASO.....</b>	<b>54</b>
<b>4.2. INFORMAÇÕES DISPONÍVEIS.....</b>	<b>56</b>
4.2.1. ESTRATIGRAFIA .....	56
4.2.2. CONDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS .....	57
4.2.3. MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS .....	59
4.2.4. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE .....	62
<b>4.3. DEFINIÇÃO DOS CASOS DE ANÁLISE .....</b>	<b>63</b>
4.3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS.....	63
4.3.2. ANÁLISE EM TERMOS DE CAPACIDADE DE CARGA.....	64
4.3.2.1. CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	64
4.3.2.2. NÚMERO DE ESTACAS E ESPAÇAMENTO .....	66
4.3.2.3. CARREGAMENTOS .....	70
4.3.3. ANÁLISE EM TERMOS DE DEFORMAÇÕES .....	70
<b>4.4. MODELAGEM NUMÉRICA DO PROBLEMA .....</b>	<b>74</b>
4.4.1. PROGRAMA PLAXIS 3D.....	74
4.4.2. MODELO DESENVOLVIDO .....	76
4.4.3. ETAPAS DE ANÁLISE .....	81
<b>5. RESULTADOS OBTIDOS .....</b>	<b>82</b>
<b>5.1. ETAPA 2: ADENSAMENTO POR CARREGAMENTO .....</b>	<b>82</b>
<b>5.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS .....</b>	<b>84</b>
<b>5.3. ATRITO NEGATIVO .....</b>	<b>86</b>
5.3.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	86
5.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	92
<b>6. PROPOSTA DE AVALIAÇÃO DO ATRITO NEGATIVO DE GRUPOS DE ESTACAS .....</b>	<b>96</b>
<b>7. CONCLUSÕES .....</b>	<b>100</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>102</b>
<b>A.2. ETAPA 2: ADENSAMENTO POR CARREGAMENTO.....</b>	<b>111</b>
<b>A.2. DEFORMAÇÕES VERTICAIS .....</b>	<b>115</b>
<b>A.3. DESLOCAMENTOS DO RADIER.....</b>	<b>118</b>
<b>A.4. ATRITO NEGATIVO .....</b>	<b>122</b>

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1:</b> Valores de $k_0 \cdot \tan(\phi)$ .....	30
<b>Tabela 2.2:</b> Fatores de redução do atrito negativo (modificado - Jeong et al., 1997).....	31
<b>Tabela 3.1:</b> Tipos de análises (modificada de Rodríguez, 2010). ....	45
<b>Tabela 3.2:</b> Fatores de redução (Tjie-liong (2014) adaptados de Brinkgreve & Shen (2011)). .....	51
<b>Tabela 3.3:</b> Pesquisas relacionadas a fundações utilizando modelagem numérica com MEF. .....	52
<b>Tabela 4.1:</b> Umidade média e OCR das camadas FAZ, retiradas de Rodríguez (2010). ....	57
<b>Tabela 4.2:</b> Propriedades de resistência Modelo Mohr-Coulomb, retirados de Rodríguez (2010). ....	62
<b>Tabela 4.3:</b> Propriedades de resistência Modelo Cam-Clay Modificado, retirados de Rodríguez (2010). ....	62
<b>Tabela 4.4:</b> Permeabilidades das camadas, retiradas de Rodríguez (2010). ....	63
<b>Tabela 4.5:</b> Propriedades das estacas. ....	63
<b>Tabela 4.6:</b> Propriedades do radier. ....	64
<b>Tabela 4.7:</b> Coeficiente $N_c$ . ....	65
<b>Tabela 4.8:</b> Parâmetros de cálculo da capacidade de carga por ponta de uma estaca. ....	65
<b>Tabela 4.9:</b> Parâmetros utilizados para cálculo da capacidade de carga lateral de uma estaca. .....	66
<b>Tabela 4.10:</b> Coesão aparente das camadas, retiradas de Rodríguez (2010). ....	71
<b>Tabela 4.11:</b> Resumo das análises numéricas em termos de ELU. ....	74
<b>Tabela 4.12:</b> Resumo das análises numéricas em termos de ELS. ....	74
<b>Tabela 5.1:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 15x15m flexível, ELS. ....	84
<b>Tabela 5.2:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 15x15m rígido, ELS. ....	84
<b>Tabela 6.1:</b> Fatores de Redução para cálculo do atrito negativo em grupos de estacas, ELS. ....	97
<b>Tabela 6.2:</b> Fatores de Redução para cálculo do atrito negativo em grupos de estacas, ELU. ....	98
<b>Tabela 6.3:</b> Fatores de redução propostos como metodologia simplificada para avaliação do atrito negativo em grupos de estacas. ....	99
<b>Tabela A.1:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 15x15m flexível, ELS. ....	115
<b>Tabela A.2:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 15x15m rígido, ELS. ....	115
<b>Tabela A.3:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 30x30m flexível, ELS. ....	115
<b>Tabela A.4:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 30x30m rígido, ELS. ....	116
<b>Tabela A.5:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um grupo de estacas com laje 15x15m flexível, ELU. ....	116
<b>Tabela A.6:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um grupo de estacas com laje 15x15m rígida, ELU. ....	116
<b>Tabela A.7:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um grupo de estacas com laje 30x30m flexível, ELU. ....	117
<b>Tabela A.8:</b> Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um grupo de estacas com laje 30x30m rígida, ELU. ....	117
<b>Tabela A.9:</b> Forças axiais e linha neutra do radier estaqueado 15x15m – Flexível - ELS. ....	122

<b>Tabela A.10:</b> Forças axiais e linha neutra do radier estaqueado 15x15m – Rígido - ELS.....	122
<b>Tabela A.11:</b> Forças axiais e linha neutra do radier estaqueado 30x30m – Flexível – ELS.....	123
<b>Tabela A.12:</b> Forças axiais e linha neutra do radier estaqueado 30x30m – Rígido – ELS.....	123
<b>Tabela A.13:</b> Forças axiais e linha neutra do grupo de estacas com laje 15x15m – Flexível – ELU.....	124
<b>Tabela A.14:</b> Forças axiais e linha neutra do grupo de estacas com laje 15x15m – Rígido – ELU.....	124
<b>Tabela A.15:</b> Forças axiais e linha neutra do grupo de estacas com laje 30x30m – Flexível – ELU.....	125
<b>Tabela A.16:</b> Forças axiais e linha neutra do grupo de estacas com laje 30x30m – Rígido – ELU.....	125

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1.</b> Catedral Metropolitana da Cidade do México e Sagrario. (Ovando-Shelley e Santoyo, 2001). .....	7
<b>Figura 2.2.</b> Construção da Torre de Pisa. ....	8
<b>Figura 2.3.</b> Subsidiência ocorrida no centro da cidade de Teresina, PI. ....	10
<b>Figura 2.4.</b> Subsidiência ocorrida no Monumento da Independência, Cidade do México, entre 1910 e 2010. (Auvinet et al.,2017). ....	11
<b>Figura 2.5.</b> Ilustração de estacas de ponta. (Rodríguez et al., 2015 – modificada). ....	12
<b>Figura 2.6.</b> Emersão aparente em uma fundação de radier estaqueado. (Rodríguez, 2010 - modificada). ....	13
<b>Figura 2.7.</b> Ilustração de estacas flutuantes. (Rodríguez et al.,2015 – modificada). ....	13
<b>Figura 2.8.</b> Diferença na influência de estaca isolada e grupo de estacas quanto a recalques. (Badillo e Rodríguez, 1973). ....	15
<b>Figura 2.9.</b> Ilustração de radier estaqueado. (Freitas, 2010). ....	16
<b>Figura 2.10:</b> Situações de projeto. (Mandolini et al.,2013). ....	17
<b>Figura 2.11:</b> Relação entre $\alpha_{UR}$ e FF. (De Sanctis e Mandolini, 2006). ....	18
<b>Figura 2.12.</b> Gráfico espessura do radier x recalques. (Wulandari e Tjandra, 2015). ....	19
<b>Figura 2.13.</b> Gráfico comprimento das estacas x recalques. (Wulandari e Tjandra, 2015). ...	19
<b>Figura 2.14.</b> Gráfico espessura do número de estacas x recalques (Wulandari e Tjandra, 2015). ....	19
<b>Figura 2.15.</b> Filosofia de controle de recalques diferenciais. (Souza, 2010, adaptado de Randolph, 1994b). ....	21
<b>Figura 2.16.</b> Curvas carga versus deformação para radier estaqueado por diferentes filosofias. ....	22
<b>Figura 2.17.</b> Esquema das forças axiais em uma estaca. (Auvinet e Rodríguez, 2017). ....	24
<b>Figura 2.18.</b> Ocorrência do ponto neutro na estaca (Santos Neto, 1981). ....	24
<b>Figura 2.19.</b> Áreas tributárias em um grupo de estacas com laje ou bloco rígido. ....	27
<b>Figura 2.20.</b> Estaca com atrito negativo. (De Beer e Wallays, 1983). ....	29
<b>Figura 3.1.</b> Superfície de fluência. ....	37
<b>Figura 3.2:</b> Curva tensão versus deformação para o modelo Mohr-Coulomb. ....	38
<b>Figura 3.3:</b> Superfície hexagonal de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais. (Brinkgreve et al. (2015). ....	39
<b>Figura 3.4:</b> Curva tensão isotrópica versus volume específico (1+e) (modificado - Wood, 2004). ....	41
<b>Figura 3.5:</b> Superfície de fluência para CCM (Rodríguez, 2010). ....	41
<b>Figura 3.6:</b> Superfície de fluência para modelo SS (Wood, 2004). ....	43
<b>Figura 3.7:</b> Superfície de fluência do Modelo Hardening Soil (Nieto Leal, 2009). ....	44
<b>Figura 3.8:</b> Região elástica ao redor da embedded beam (Dao, 2011). ....	48
<b>Figura 4.1.</b> Zonas geotécnicas da Cidade do México (Juárez et al., 2016). ....	55
<b>Figura 4.2.</b> Perfil estratigráfico da Cidade do México obtido de Rodríguez (2010). ....	56
<b>Figura 4.3:</b> a) Estado inicial de tensões efetivas e b) condições piezométricas (Rodríguez, 2010). ....	58
<b>Figura 4.4:</b> Trajetórias de tensões e valores M obtidos através dos ensaios CU realizados por Alberro e Hriart (1973). (Pacheco, 2017). ....	59
<b>Figura 4.5:</b> Comparação das trajetórias de tensões efetivas utilizando Cam-Clay Modificado (Pacheco, 2017). ....	60
<b>Figura 4.6:</b> Tensão desviadora x deformação axial para velocidade de 1,88%/h (Pacheco, 2017). ....	61

<b>Figura 4.7:</b> Acréscimo de poropressão x deformação axial para velocidade de 1,88%/hora (Pacheco, 2017). .....	61
<b>Figura 4.8:</b> Número de estacas para grupo de estacas com laje 15x15m, no ELU. ....	67
<b>Figura 4.9:</b> Planta baixa do grupo de estacas com laje 15x15m, para o ELU.....	68
<b>Figura 4.10:</b> Número de estacas para radier estaqueado de 30x30m, no ELU. ....	69
<b>Figura 4.11:</b> Planta baixa do grupo de estacas com laje 30x30m, para o ELU.....	69
<b>Figura 4.12:</b> Planta baixa do radier estaqueado 15x15m, para o ELS. ....	72
<b>Figura 4.13:</b> Planta baixa do radier estaqueado 30x30m com estacas, para o ELS. ....	73
<b>Figura 4.14:</b> Tetraedro de 10 nós utilizado no Programa Plaxis 3D. ....	75
<b>Figura 4.15:</b> Geometria do problema. ....	76
<b>Figura 4.16:</b> Malha fina refinada na região do radier utilizada na modelagem do problema. ....	77
<b>Figura 4.17:</b> Bloco utilizado para refinar a malha próxima ao radier estaqueado. ....	78
<b>Figura 4.18:</b> Malha do problema utilizando estacas como elementos de volume.....	78
<b>Figura 4.19:</b> Exemplo de atrito negativo desenvolvido em uma estaca de borda obtido através de elementos de volume. ....	79
<b>Figura 4.20:</b> Calibração da capacidade de carga das estacas no abatimento moderado, ELS, utilizando uma capacidade de carga por fuste de 200 kN/m, para as estacas de: a) centro, b) borda e c) canto. ....	80
<b>Figura 4.21:</b> Calibração da capacidade de carga das estacas no abatimento extremo, ELS, utilizando uma capacidade de carga de 400 kN/m, para as estacas de: a) centro, b) borda e c) canto. ....	80
<b>Figura 5.1:</b> Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, no ELS, Etapa 2. ....	82
<b>Figura 5.2:</b> Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, no ELU, Etapa 2. ....	83
<b>Figura 5.3:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier flexível e rígido, respectivamente, no ELS. ....	83
<b>Figura 5.4:</b> Blocos reforçados formados pelo radier estaqueado. ....	85
<b>Figura 5.5:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais a) após adensamento moderado; b) após adensamento extremo, para radier estaqueado flexível 15x15m, no ELS. ....	85
<b>Figura 5.6:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m flexível e rígido, respectivamente, após abatimento moderado (Etapa 4), no ELS. ....	86
<b>Figura 5.7:</b> Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento moderado, no ELS. ....	86
<b>Figura 5.8:</b> Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento extremo, no ELS. ....	87
<b>Figura 5.9:</b> Radier estaqueado 15x15m flexível e rígido, hipótese 1, ELS.....	88
<b>Figura 5.10:</b> Radier estaqueado 15x15m flexível e rígido, hipótese 2, ELS.....	89
<b>Figura 5.11:</b> Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento moderado, no ELS. ....	90
<b>Figura 5.12:</b> Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento extremo, no ELS. ....	90
<b>Figura 5.13:</b> Radier estaqueado 30x30m flexível e rígido, hipótese 1, ELS.....	91
<b>Figura 5.14:</b> Radier estaqueado 30x30m flexível e rígido, hipótese 2, ELS.....	91
<b>Figura 5.15:</b> Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento moderado, no ELU. ....	92

<b>Figura 5.16:</b> Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento extremo, no ELU. ....	93
<b>Figura 5.17:</b> Grupo de estacas com laje 15x15m flexível e rígida, hipótese 1, ELU.....	94
<b>Figura 5.18:</b> Grupo de estacas com laje 15x15m flexível e rígida, hipótese 2, ELU.....	94
<b>Figura 6.1:</b> Magnitude do atrito negativo.....	96
<b>Figura A.1:</b> Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, no ELS, Etapa 2.....	111
<b>Figura A.2:</b> Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, no ELS, Etapa 2.....	111
<b>Figura A.3:</b> Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, no ELU, Etapa 2.....	112
<b>Figura A.4:</b> Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um grupo de estacas com laje 30x30m, flexível e rígido, no ELU, Etapa 2.....	112
<b>Figura A.5:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELS, Etapa 2.....	113
<b>Figura A.6:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELS, Etapa 2.....	113
<b>Figura A.7:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais de um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, ELU, Etapa 2.....	114
<b>Figura A.8:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais de um grupo de estacas com laje 30x30m, flexível e rígido, ELU, Etapa 2.....	114
<b>Figura A.9:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELS, hipótese 1, Etapa 4.....	118
<b>Figura A.10:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELS, hipótese 2, Etapa 4.....	118
<b>Figura A.11:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELS, hipótese 1, Etapa 4.....	119
<b>Figura A.12:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELS, hipótese 2, Etapa 4.....	119
<b>Figura A.13:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELU, hipótese 1, Etapa 4.....	120
<b>Figura A.14:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELU, hipótese 2, Etapa 4.....	120
<b>Figura A.15:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELU, hipótese 1, Etapa 4.....	121
<b>Figura A.16:</b> Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELU, hipótese 2, Etapa 4.....	121

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

ABAQUS:	Software de modelagem numérica
$A_F$ :	Área da fatia no plano horizontal de De Beer e Wallays
$A_L$ :	Área do grupo de estacas
$A_P$ :	Área transversal da base da estaca
$A_T$ :	Área tributária correspondente à estaca
$B$ :	Largura do radier
$c$ :	Coesão do solo
$c'$ :	Coesão efetiva do solo
CCM:	Modelo constitutivo Cam-Clay Modificado
CD:	Ensaio triaxial consolidado drenado
$C_F$ :	Capacidade de carga por aderência lateral
$C_f$ :	Resistência lateral limite
$c_i$ :	Coesão da interface
$CO_2$ :	Gás carbônico do ar
cm:	Centímetros
$C_P$ :	Resistência de ponta da estaca
CP:	Capa dura
CPT:	Ensaio do cone
CPTU:	Ensaio do piezocone
$C_R$ :	Fator de redução
CU:	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado
$c_u$ :	Coesão não-drenada
$D$ :	Diâmetro da estaca
$d_{eq}$ :	Espessura equivalente do elemento <i>plate</i>
DEFPIG:	Software de modelagem numérica
$D_F$ :	Profundidade da placa da fundação
DP:	Depósitos profundos
$E$ :	Módulo de elasticidade
$E'$ :	Módulo de elasticidade efetivo
$e$ :	Índice de vazios
$e_0$ :	Índice de vazios inicial
EL:	Estado Limite
ELS:	Estado limite de serviço
ELU:	Estado limite último
$E_{oed}$ :	Módulo oedométrico
$E_{oed}^{ref}$ :	Módulo oedométrico de referência.
$E_u$ :	Módulo de elasticidade não-drenado
$E_{ur}^{ref}$ :	Módulo de descarregamento/re-carregamento de referência
$E_{50}^{ref}$ :	Módulo de carregamento de referência
$f$ :	Aderência lateral média estaca-solo
$f$ :	Função de fluência
$f$ :	Função do estado de tensão (p,q)
FAS:	Formação argilosa superior
FAI:	Formação argilosa inferior
$F_C$ :	Fator de carga
$F_R$ :	Fator de resistência
FS:	Fator de segurança



$G'$ : Módulo de cisalhamento  
 GARP6: Software de modelagem numérica  
 HS: Modelo constitutivo Hardening-Soil  
 $H_2O$ : Água  
 $H_2CO_3$ : Ácido carbônico  
 $k_0$ : Coeficiente do empuxo lateral em repouso  
 $K_0^{NC}$ : Tensão lateral em repouso normalmente adensado  
 $K'$ : Módulo de rigidez volumétrica  
 kPa: Quilo Pascal  
 kN: Quilo Newton  
 L: Comprimento do radier  
 $L_P$ : Comprimento da estaca  
 m: Metro  
 M: Parâmetro utilizado no Modelo Cam-Clay Modificado  
 MC: Modelo constitutivo Mohr-Coulomb  
 MEF: Método dos elementos finitos  
 mm: Milímetros  
 MN: Mega Newton  
 Mpa: Mega Pascal  
 NBR: Norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas  
 $N_c^*$ : Coeficiente de capacidade de carga  
 NF: Atrito negativo  
 $NF_{borda}$ : Atrito negativo na estaca de borda  
 $NF_{canto}$ : Atrito negativo na estaca de canto  
 $NF_i$ : Atrito negativo para estacas isoladas  
 $NF_{individual}$ : Atrito negativo em uma estaca individual  
 $NF_{interna}$ : Atrito negativo na estaca interna  
 $N_p$ : Número de estacas  
 $N_{SPT}$ : Número de golpes do ensaio SPT.  
 N.T: Nível do terreno  
 OCR: Relação de pré-adensamento  
 PE: Pernambuco  
 PF: Atrito positivo  
 PI: Piauí  
 POP: Tensão de pré-adensamento  
 Plaxis 2D: Software de modelagem numérica bidimensional em elementos finitos  
 Plaxis 3D: Software de modelagem numérica tridimensional em elementos finitos  
 $p_p$ : Tensão de pré-adensamento  
 $P_V$ : Tensão vertical total na profundidade do radier pelo peso do próprio solo  
 $p',q$ : Tensões triaxiais  
 $p'_m$ : Tensão isotrópica  
 $p'$ : Tensão efetiva  
 Q: Carregamento  
 $q_c$ : Resistência de ponta de uma sondagem CPT  
 $Q_G$ : Capacidade de aderência de uma estaca de geometria igual à do grupo de estacas  
 $q_0$ : Sobrecarga aplicada na superfície  
  
 R: Força axial na cabeça das estacas  
 RE: Radier estaqueado  
 $R_{grupo}$ : Capacidade de carga do grupo de estacas

$R_{inter}$ :	Fator de redução de resistência da interface
RJ:	Rio de Janeiro
$R_T$ :	Capacidade de carga total da estaca
$r_0$ :	Raio efetivo
$s$ :	Espaçamento entre as estacas
SA	P2000: Software de modelagem numérica
SIG:	Sistema de Informação Geográfica do Instituto de Engenharia da UNAM
SP:	São Paulo
SPT:	Ensaio de penetração standard
SS:	Modelo constitutivo Soft-Soil
U:	Perímetro da estaca
UNAM:	Universidade Nacional Autônoma do México
UnB:	Universidade de Brasília
UU:	Ensaio triaxial não-drenado não-consolidado
$u_x, u_y, u_z$ :	Três graus de liberdade de translação
$w$ :	Umidade do solo (%)
Z:	Profundidade
$Z_0$ :	Profundidade da linha neutra
$\gamma$ :	Peso específico do solo;
$\delta$ :	Recalque
$\Delta\sigma$ :	Incremento de tensão
$\Delta\sigma_{z_0}$ :	Incremento da tensão efetiva em $z_0$ (sem as estacas)
$\varepsilon$ :	Deformação
$\kappa$ :	Índice de recompressão do Modelo Cam-Clay Modificado
$\kappa^*$ :	Índice de recompressão do Modelo Soft Soil
$\lambda$ :	Índice de compressão do Modelo Cam-Clay Modificado
$\lambda^*$ :	Índice de compressão do Modelo Soft Soil
$\nu$ :	Coefficiente de Poisson
$\nu_u$ :	Coefficiente de Poisson não-drenado
$\nu_{ur}$ :	Coefficiente de Poisson de carga e descarga
$\sigma$ :	Tensão normal
$\sigma'$ :	Tensão normal efetiva
$\sigma_i$ :	Tensão efetiva vertical final
$\sigma_{0i}$ :	Tensão efetiva vertical inicial
$\tau$ :	Tensão de cisalhamento entre estaca-solo
$v$ :	Volume elástico
$\emptyset$ :	Ângulo de atrito interno do solo
$\emptyset'$ :	Ângulo de atrito efetivo
$\emptyset_i$ :	Ângulo de atrito da interface
$\emptyset_p$ :	Ângulo de atrito entre o solo e a estaca
$\emptyset_r$ :	Ângulo de atrito do solo remodelado
$\emptyset_x, \emptyset_y, \emptyset_z$ :	Três graus de liberdade de rotação
$\psi$ :	Ângulo de dilatação
$\psi_i$ :	Ângulo de dilatação da interface
2D:	Bidimensional
3D:	Tridimensional
$ PF _{Z_0}^{L_p}$ :	Atrito positivo limite ao longo do fuste da estaca de $Z_0$ até $L_p$

## 1. INTRODUÇÃO

Conforme Gniel e Bouazza (2009), o atual crescimento da infraestrutura das cidades e das áreas metropolitanas resulta em um considerável aumento dos preços dos terrenos, conduzindo construtores e investidores à procura de locais mais econômicos para erguerem suas obras. Dessa forma, regiões antes desvalorizadas pelo mercado por suas péssimas condições geotécnicas são agora escolhidas como novos locais de construção. Como exemplo dessas regiões têm-se as áreas de depósitos de solos moles, as quais possuem características desfavoráveis, como baixa resistência ao cisalhamento, baixa capacidade de carga, alta compressibilidade e às vezes alto teor de matéria orgânica. Como consequência, construções assentes nesses solos podem sofrer recalques e deformações significativas capazes de levar a construção a ultrapassar os estados-limites de utilização e às vezes até ao colapso.

As fundações profundas do tipo estaca são comumente empregadas em solos moles a fim de reduzir os recalques e deslocamentos das estruturas mediante a transferência dos esforços às camadas inferiores mais resistentes. Segundo Velloso e Lopes (2012), as estacas frequentemente trabalham em grupo e são caracterizadas pela ligação estrutural no topo por meio de blocos de coroamento, que são elementos maciços de concreto armado, os quais possuem a função de solidarizar as estacas e ajudar a distribuir as cargas da edificação ao solo. Entretanto, com o contínuo aumento da altura dos prédios e a utilização de locais com condições geotécnicas complexas, passou-se a considerar outra alternativa de fundação, chamada de radier estaqueado. Nesse caso, o radier está em contato direto com o solo, diferente do bloco. Assim, as cargas podem ser absorvidas tanto pelo radier quanto pelas estacas. Visto isso, Katzenbach *et al.* (2000) afirmam que o uso do radier estaqueado é uma alternativa bastante eficiente para reduzir recalques totais e diferenciais e aumentar a capacidade de carga da fundação. Além dessas vantagens, Garcia (2015) assegura que se pode contar também com uma racionalização do projeto da fundação devido ao melhor posicionamento das estacas, diminuição de suas quantidades, profundidades e diâmetros, o que gera uma maior economia.

Mesmo que as estacas geralmente possuam boas performances, é importante que o engenheiro esteja atento para um problema especial que existe neste tipo de fundação quando assentes em depósitos de solos moles, que são as forças descendentes, mais conhecidas como atrito negativo, o qual, segundo Zeevaert (1982), consiste em um movimento relativo entre a estaca e o solo ao redor da mesma, que pode mobilizar completamente a resistência ao cisalhamento máxima próxima ao fuste. Conforme Rodríguez (2010), tal movimento relativo pode ser induzido por vários fatores, tais como:

a) rebaixamento das pressões intersticiais devido ao bombeamento da água do subsolo ou variações estacionais da profundidade do nível da água em solos moles saturados em processo de adensamento;

b) sobrecargas superficiais provocadas por aterros ou estruturas vizinhas;

c) colapso de solos superficiais não-saturados devido ao aumento do teor de umidade.

Assim, parte do peso do solo é transferido para a estaca em decorrência do atrito lateral desenvolvido no fuste, podendo causar acréscimo das forças axiais e gerar recalques excessivos ou a ruptura estrutural da estaca (Auvinet e Rodríguez, 2017). Dessa forma, a análise do atrito negativo é de extrema importância.

A fim de entender melhor o desenvolvimento do atrito negativo em estacas, alguns autores, como Plomp e Mierlo (1948), Endo *et al.* (1969), Auvinet e Hanel (1981), Keenan e Bozozuk (1985), Little (1994) e Dai *et al.* (2012), entre outros, desenvolveram estudos de campo a respeito do assunto. Além desses, Whitaker (1957), Shibata *et al.* (1982), Leung *et al.* (2004) e Huang *et al.* (2014) realizaram pesquisas de laboratório também acerca do tema. Já Zeevaert (1982), De Beer e Wallays (1985), Briaud *et al.* (1991) e Jeong *et al.* (1997) desenvolveram metodologias de cálculo para quantificar a magnitude dessas forças descendentes que podem ser geradas em estacas assentes em solos moles sujeitos a adensamento.

Entretanto, esses cálculos costumam ser bastante complexos ou às vezes simplificam demais o problema. Uma alternativa exequível em tal situação é o uso da modelagem numérica, a qual, segundo Brianchon *et al.* (2011), consiste em uma técnica que lida com problemas complexos através de simulação computacional e leva em conta toda a configuração da massa de solo, inclusões rígidas e interfaces entre os vários componentes do problema. Potts e Zdravkovic (2001) afirmam que a modelagem numérica há mais de 30 anos é utilizada em diversas áreas da engenharia e apresenta diversas vantagens, como: redução de tempo das análises, resultados acurados, simulação realista de problemas complexos, economia em relação aos ensaios experimentais, além de produzirem excelentes resultados aos projetos que estão sujeitos a severas restrições de confiabilidade e segurança.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) tornou-se um dos principais métodos utilizados por engenheiros para resolução de problemas, pois através de um intenso uso de computador, ele pode ser aplicado para resolver praticamente todas as questões encontradas na prática. Conforme Fish e Belytschko (2007), a ideia básica do método é dividir o problema em partes menores, chamadas de elementos finitos, conectados por nós, e obter uma solução aproximada do problema.

Inúmeros autores, como Chow *et al.* (1996), Pooroohasb *et al.* (1996), Briaud (1997), Comodromos e Bareka (2005), Ruifu (2008), El-Mossallamy *et al.* (2013), Rodríguez e Auvinet (2015), Rodríguez *et al.* (2015), Huang *et al.* (2015), Marjanović *et al.* (2016), Rodríguez *et al.* (2015); Auvinet e Rodríguez (2017), entre outros, utilizaram ferramentas numéricas computacionais para avaliar o atrito negativo desenvolvido no fuste de estacas assentes em solos moles submetidas a diversas condições de carregamentos, abatimentos de lençol freático e outras situações. Por fim, todos chegaram à conclusão de que essas ferramentas são ideais para análises e quantificação do atrito negativo e análise do comportamento das estacas sujeitas a essas forças axiais, fornecendo resultados acurados e diminuindo bastante o tempo de avaliação do problema.

## **1.1. MOTIVAÇÃO**

Segundo Auvinet e Rodríguez (2017), em todo o mundo, um número substancial de estudos de campo e laboratório relacionados ao desenvolvimento do atrito negativo em estacas individuais foram realizados, porém poucas pesquisas têm sido feitas para o caso de grupos de estacas. Além disso, os modelos analíticos existentes na literatura para a avaliação do atrito negativo, ou são muito complexos, ou simplificam demais o problema, sendo assim a modelagem numérica tridimensional a única ferramenta “prática” para a avaliação do atrito negativo. No entanto, os programas numéricos tridimensionais baseados nos elementos finitos ou diferenças finitas são ainda ferramentas de análise complexas e de difícil aquisição para o engenheiro projetista. Sendo assim, existe uma grande demanda para ferramentas práticas de projeto a respeito do atrito negativo, as quais complementarão e facilitarão o entendimento do fenômeno por parte dos engenheiros geotécnicos.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. OBJETIVO GERAL**

Propor uma metodologia prática de projeto para grupos de estacas flutuantes assentes em solos moles em processo de adensamento submetidas a atrito negativo através de análises numéricas tridimensionais.

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

a) Desenvolver uma pesquisa bibliográfica detalhada referente aos estudos relacionados ao fenômeno do atrito negativo em grupos de estacas.

b) Definir estudos de caso que representem condições típicas de projeto, tanto em termos de capacidade de carga (estados-limite de ruptura), quanto de deformações (estados-limites de serviço).

c) Analisar o comportamento do radier e das estacas de centro, borda e canto dos diferentes casos de estudo, mediante a modelagem numérica tridimensional do problema para condições de rebaixamento piezométrico moderado e extremo.

d) A partir da análise dos resultados da modelagem numéricas tridimensional, determinar os coeficientes de redução da resistência limite por fuste que permitam propor uma ferramenta prática de projeto para a obtenção da magnitude do atrito negativo de estacas de centro, borda e canto.

### **1.3. METODOLOGIA**

Para o desenvolvimento da pesquisa foram definidas seis etapas:

a) Realizou-se uma profunda investigação de materiais bibliográficos, como dissertações, teses, artigos de congressos e revistas, normas e meios eletrônicos relacionados à problemática do atrito negativo em grupos de estacas assentes em solos moles, radier estaqueado, subsidência regional e modelagem numérica.

b) Definiram-se os estudos de caso, considerando o seguinte:

- Estratigrafia, estado de tensões e condições piezométricas iniciais típicas da zona lacustre da Cidade do México, obtidas de Rodríguez (2010).

- Dimensões do radier para casos representativos.

- A rigidez do radier para casos extremos (infinitamente rígido e infinitamente flexível).

- O número e o espaçamento entre estacas, tanto para o caso em que o grupo de estacas é projetado só para o controle dos recalques (estados-limite de serviço), quanto para o caso em que o grupo de estacas é projetado por capacidade de carga (estados-limite de ruptura).

- Hipóteses moderadas e extremas das condições piezométricas futuras representativas do Vale do México, obtidas de Rodríguez (2010).

c) Depois de definidos os casos de análises, foram realizadas as modelagens numéricas tridimensionais mediante o uso do software Plaxis 3D, utilizando os modelos constitutivos mais representativos para cada camada de solo.

d) Por fim, de posse dos resultados das análises numéricas, propôs-se uma metodologia de projeto para obtenção do atrito negativo em estacas de centro, borda e canto.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Neste capítulo, são apresentados os principais conceitos para o entendimento dos solos moles, tipos de fundações profundas assentes nesses maciços, com especial ênfase no radier estaqueado, desenvolvimento do atrito negativo em grupos de estacas e os principais métodos existentes na literatura para sua avaliação. Todas as considerações relacionam-se com os avanços das pesquisas e estudos no tocante a atrito negativo em grupos de estacas assentes em solos moles em processo de adensamento, o que permite entender o objetivo deste trabalho.

### **2.1. SOLOS MOLES**

#### **2.1.1. CARACTERÍSTICAS E PROBLEMÁTICAS ENVOLVENDO SOLOS MOLES**

Conforme Kamon e Bergado (1991), solos moles são aqueles com grandes frações de partículas finas, alto teor de umidade e localizados próximos ou sob a água. São geralmente solos de origem sedimentar, saturados e argilosos.

Kempfert e Gebreselassie (2006) complementam que solos moles são caracterizados pela capacidade de suportar apenas o peso de sobrecarga do solo. Assim, caso sejam submetidos à variação de tensões efetivas, como qualquer carga adicional, sofrerão deformações relativamente grandes no decorrer de um longo período de tempo. Essa nomenclatura refere-se, ainda, à consistência do maciço e, segundo a NBR 6484/01, os solos moles possuem  $N_{SPT}$  entre 3 a 5 golpes. Já os solos muito moles, possuem  $N_{SPT}$  menor ou igual a 2.

Sendo assim, solos moles possuem características bastante desfavoráveis, como baixa resistência ao cisalhamento, baixa capacidade de carga, alta compressibilidade e, em alguns casos, alto teor de matéria orgânica, o que pode levar a recalques intoleráveis ao tipo de construção, grandes afundamentos, movimentos e pressões laterais, além de problemas com estabilidade global ou local (Han e Gabr, 2002).

Póvoa (2016) afirma que essas peculiaridades tornam as construções nesses locais um desafio para os engenheiros geotécnicos, pois a previsão da magnitude e velocidade dos recalques e a estimativa da resistência estão limitadas à capacidade de se identificarem os parâmetros do solo representativos da condição real do campo.

Depósitos de solos moles são bastante comuns no Brasil, especialmente nas baixadas litorâneas. Já no cenário mundial, Banerjee (2009) afirma que muitas cidades estão se desenvolvendo sobre esses solos problemáticos, como é o caso de Shangai, Bangkok, Mumbai, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapura, Bogotá, Cidade do México, entre outras.

Póvoa (2016) ressalta que é comum a observação de patologias ocasionadas por recalques na região da baixada em Macaé (RJ), onde se encontra um extenso depósito de solo mole. São, habitualmente, identificadas trincas, desnível, ruptura de elementos de ligação e abalamento de laje de piso. Já Massad (2009) cita o caso dos famosos “edifícios tortos” na orla de Santos (SP), construídos entre 1950 e 1960 e que passaram a afundar na década seguinte. O solo da baixada santista apresenta depósitos de argilas marinhas entre 20 a 40 metros de profundidade e a camada mais resistente fica logo abaixo disto. Assim, para construções altas, como o caso dos edifícios construídos, necessita-se do uso de fundações profundas. Entretanto, engenheiros da época optaram por utilizar fundações rasas, o que levou a grandes problemas de recalques diferenciais e grandes inclinações entre a base e o topo da edificação.

Outro exemplo no Brasil é a cidade de Recife (PE), a qual apresenta uma ampla planície costeira e podem-se encontrar argilas moles e depósitos de solos orgânicos em quase 50% da sua área (Coutinho, 2016). Sendo assim, torna-se um cenário favorável para a ocorrência de recalques diferenciais em fundações e aterros de construções assentes sobre esses depósitos.

A maior parte de Bogotá, capital da Colômbia, está localizada em um depósito lacustre de argila mole quaternária, com espessura típica de 230 metros e um lençol freático alto. Isto implica importantes desafios geotécnicos para a construção de estruturas, incluindo estradas, sistemas de condução de água, edifícios e porões, fábricas, etc. (Orozco e Orozco, 2011). De acordo com estudos recentes, a cidade de Bogotá está sofrendo afundamento com uma velocidade média de 20 mm/ano e isto é bastante visível através das rachaduras e afundamentos que são vistos nas estradas da cidade.

A Cidade do México representa um dos mais importantes casos de regiões com depósitos de solos moles no mundo. Observam-se na capital inúmeros prédios inclinados devido a recalques diferenciais. Segundo Rodríguez *et al.* (2015), algumas áreas sofreram subsidências acima de 10 metros. Além do solo mole, a Cidade do México sofre também com o bombeamento de água do lençol freático para abastecimento da população, o que leva ao abatimento da poropressão, aumento das tensões efetivas e, conseqüentemente, recalques. Um importante exemplo é a Catedral Metropolitana da Cidade do México e o Sagrario, uma igreja em anexo (Figura 2.1).

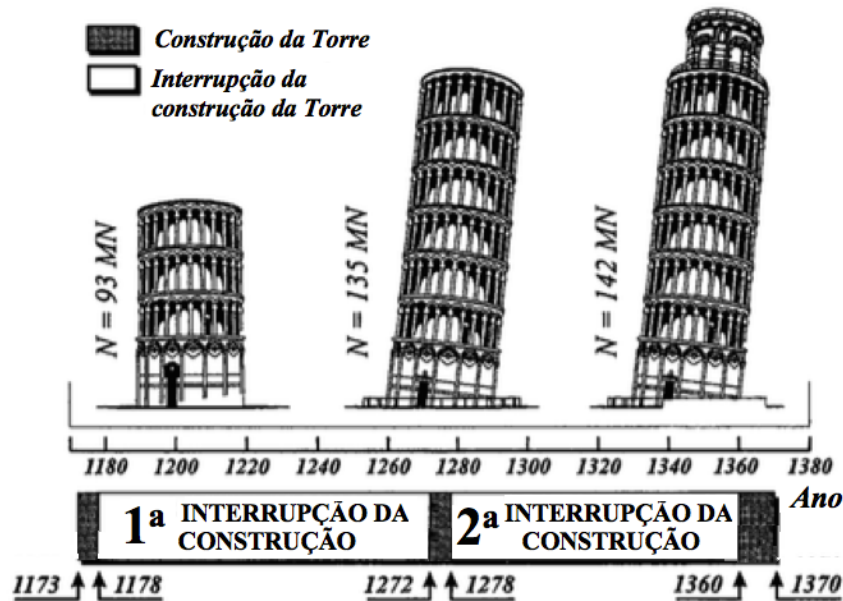




**Figura 2.1.** Catedral Metropolitana da Cidade do México e Sagrario. (Ovando-Shelley e Santoyo, 2001).

Essas duas edificações sofreram recalques diferenciais que chegaram a 2,4 metros. A partir de 1990, obras de reparo foram iniciadas para estabilizar a Catedral. Os engenheiros geotécnicos concluíram que um lado da edificação deveria afundar cerca de 80 a 95 cm sem comprometer a segurança da Catedral. Assim, foi proposta a solução de subescavação. Esse método, segundo Burland *et al.* (2015), consiste em extrair um pequeno volume de solo em um local desejado, deixando uma cavidade. A cavidade fecha suavemente devido à pressão da sobrecarga, causando um pequeno afundamento da superfície. O processo é repetido em vários locais escolhidos e muito gradualmente a inclinação é reduzida.

Outro exemplo muito conhecido ao redor do mundo relacionado à problemática dos solos moles é a Torre de Pisa, na Itália. Conforme Burland *et al.* (2009), a "torre inclinada" de 56 metros de altura foi construída em três fases entre 1173 e 1370 assente nos solos moles e altamente compressíveis do rio Arno, no centro-oeste da Itália. Embora a torre tenha se desviado da vertical em um estágio inicial, a inclinação contínua levou à preocupação com sua segurança. A partir de 1911, começou-se um monitoramento e as medições revelaram que o topo da torre estava se movendo a uma taxa de cerca de 1,5 centímetros por ano e nos anos 90, a pendência em relação ao eixo chegou a 4,5 metros (Figura 2.2).



**Figura 2.2.** Construção da Torre de Pisa.

Fonte: Burland et al. (2009).

De acordo com Santoyo e Ovando-Shelley (2005), os estudos desenvolvidos relacionados à Torre de Pisa mostraram que o problema se originou porque o solo localizado na parte sul da torre era mais compressível do que o localizado na porção norte. Além disso, constatou-se que a fundação de sapata circular de 19,6 metros de diâmetro e 5,5 metros de profundidade utilizada era inadequada, e sua combinação com o solo mole e um lençol freático flutuante fazia com que o local não fosse estável para construir uma torre de 14.500 toneladas. Esse peso da construção levou a um adensamento do solo até encontrar o ponto mais fraco e começar a afundar de um lado. Como solução, engenheiros geotécnicos propuseram, em 1999, utilizar o método de subescavação, o mesmo empregado anos antes na Catedral Metropolitana da Cidade do México, com o objetivo de reduzir a inclinação da torre de  $5^{\circ}33'$  para  $0,5^{\circ}$ . Santoyo e Ovando-Shelley (2005) afirmam que esse processo de subescavação terá efeitos mais duradouros para a torre, expandindo as possibilidades de aplicar outras soluções no futuro, se necessário.

### 2.1.2. SUBSIDÊNCIA LOCAL OU REGIONAL

Conforme Wei (2006), a subsidência da terra é o movimento descendente da superfície terrestre devido a inúmeros fatores como, por exemplo, a compactação do solo. É um evento geológico que é acelerado pelo homem através de uma exploração a longo prazo das fontes do solo, o que representa um rompimento de um equilíbrio natural.

Noao (2002) afirma que o processo de subsidência local ou regional é definido como a perda de nível da superfície do solo que acontece lentamente devido à remoção de elementos de suporte e é uma das diferentes formas de falha do maciço que atinge pequenos locais e grandes áreas de terrenos. O processo pode acontecer se fluidos ou sólidos são removidos do solo deixando grandes vazios. Quando esses dois casos acontecem, os materiais podem colapsar sob os efeitos da gravidade. A estabilidade do local, então, dependerá da resistência dos materiais remanescentes. Esse fenômeno é basicamente um movimento descendente do material superficial e pode causar sérios danos nas estruturas.

O referido autor ainda expõe que existem diversos tipos de subsidência, quase todos causados pelas ações inconsequentes humanas, como:

- a) Subsidência sobre depósitos compressíveis e áreas com solos orgânicos;
- b) Subsidência em argilas que contraem e expandem devido às mudanças de umidade;
- c) Subsidência causada pelo bombeamento de água e petróleo;
- d) Subsidência causada pelo colapso de minas subterrâneas;
- e) Subsidência e colapso causados pela dissolução de calcário.

Auvinet *et al.* (2017) asseguram que uma das consequências desse fenômeno é a geração de rachaduras no solo em diversos lugares devido aos recalques diferenciais que ocorrem por causa do afundamento do solo mole. Tanto o problema de subsidência regional quanto as fraturas no solo representam um risco para a estabilidade dos prédios, afetarem a infraestrutura urbana, como o sistema de drenagem, transportes, fundações de edificações e prejudicam a população ao induzir inundações em áreas baixas.

Zeevaert (1982) conclui que para um bom projeto de fundações assentes em solos susceptíveis à subsidência, o engenheiro geotécnico deve levar em conta a taxa de recalque, estratigrafia do terreno e condições hidrogeológicas, pois fundações profundas, como estacas, são bastante sensíveis a subsidências.

A extração de água do lençol freático para abastecimento da população é uma das maiores causas da subsidência regional. Quando ocorre o rebaixamento do nível de água, ocorre o aumento das tensões efetivas, a diminuição da poropressão e isso leva um adensamento das argilas moles. Conforme Rodríguez (2010), à medida que o adensamento avança, as estruturas superficiais e subterrâneas tendem a apresentar maiores problemas.

Segundo Wei (2006), subsidência é um grande e conhecido problema em Shanghai, na China e já causou inúmeras perdas e representa perigo para as edificações. Os primeiros 75 metros de solo da cidade são predominantemente argilosos. A metrópole afundou mais de dois metros desde o século passado e, segundo o autor, esse afundamento alcançou 2,63 metros de

1921 a 1965 devido ao grande bombeamento de água e, caso não tivessem percebido esse fenômeno, hoje em dia a cidade poderia estar completamente embaixo do nível do mar. Por esse motivo, várias medidas foram tomadas para desacelerar esse processo, como controle da extração de água, leis governamentais pertinentes, políticas de conscientização e recarga artificial, mas ainda não são suficientes para controlar a subsidência na cidade.

Barradas *et al.* (2010) realizaram uma pesquisa de mapeamento das subsidências do solo em Teresina (PI). Essa cidade desenvolveu-se principalmente sobre rochas sedimentares incluídas na Formação Pedra de Fogo, composta por uma considerável variedade de rochas calcárias, as quais apresentam susceptibilidade a processos de dissolução. Conforme Guerra (2007), a água da chuva ( $H_2O$ ) interage com o gás carbônico do ar ( $CO_2$ ) e produz o ácido carbônico ( $H_2CO_3$ ). Assim, essa água levemente acidificada infiltra no solo e penetra nas descontinuidades da rocha calcária fraturada e vai lentamente dissolvendo a rocha e produzindo vazios. A extração de água subterrânea ocasiona o rebaixamento do nível de água e segundo Teixeira *et al.* (2003), um dos processos que desencadeia o abatimento de cavidades em profundidade é a perda da sustentação que a água subterrânea exerce sobre as paredes dos vazios, pelo rebaixamento do nível freático. A Figura 2.3 mostra dois eventos de subsidência que ocorreram no centro da cidade de Teresina.

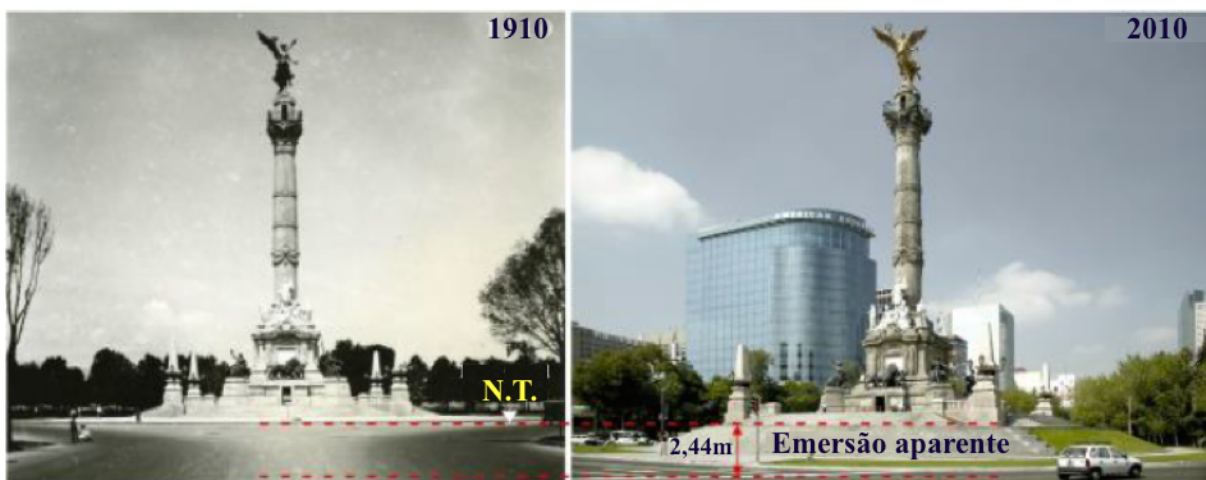


**Figura 2.3.** Subsidência ocorrida no centro da cidade de Teresina, PI.

Fonte: Barradas *et al.* (2010).

A Cidade do México também sofre bastante com o problema de subsidência regional. De acordo com Auvinet *et al.* (2017), está cada vez mais frequente o surgimento de rachaduras no solo da cidade, causando um alerta para a população e risco para os prédios. Ainda segundo os autores, são inúmeras as causas desse problema na capital mexicana, como contração das argilas lacustres por causa da secagem, existência de tensões de tração associadas com o peso

dos prédios, fraturas hidráulicas em áreas de inundações, entre outras. Entretanto, a causa principal e mais importante da subsidência na Cidade do México tem sido o bombeamento de água do subterrâneo para suprimento da população. Segundo Auvinet *et al.* (2017), existem muitos exemplos de construções apoiadas em fundações de estacas de ponta suportadas por uma camada dura que aparentemente emergem em relação à superfície do solo circundante devido ao adensamento da formação de argila superior. A Figura 2.4 a seguir mostra um dos mais importantes pontos turísticos da capital, chamado Monumento da Independência, que emergiu cerca de 2,44 metros entre 1910 e 2010.



**Figura 2.4.** Subsidência ocorrida no Monumento da Independência, Cidade do México, entre 1910 e 2010. (Auvinet et al.,2017).

## 2.2. PRINCIPAIS TIPOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM SOLOS MOLES

Bowles (1996) define fundação como sendo a parte de um sistema de engenharia que transmite para o solo as cargas da superestrutura e elas podem ser classificadas com base na profundidade de assentamento, como: superficiais ou profundas. Sales (2000) complementa que na engenharia geotécnica, fundação pode ser tanto os elementos estruturais como o próprio solo que receberá todas as cargas provenientes da edificação.

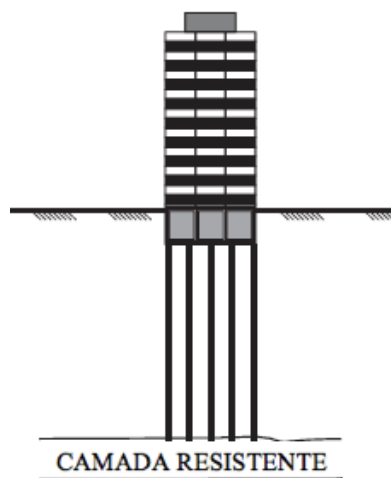
Conforme a NBR 6122/2010, as fundações superficiais são aquelas que transmitem as tensões através da sua base e possuem a profundidade de assentamento inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, como é o caso das sapatas, blocos e radier. Já as profundas possuem uma altura de assentamento superior ao dobro da menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Além disso, as fundações profundas transmitem as cargas para o terreno ou através do atrito lateral ou pela ponta ou por uma combinação das duas. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

De acordo com Terzaghi *et al.* (1996), uma estrutura é fundada em fundações profundas se o solo imediatamente abaixo da sua base não possui capacidade de carga suficiente para suportar a estrutura ou se uma estimativa de custos indica que uma fundação profunda pode ser a opção mais econômica, ou ainda quando as deformações do solo são maiores do que o limite permitido.

Segundo Poulos e Davis (1980), o uso de fundações em estacas é um dos métodos mais antigos utilizados para superar as dificuldades dos solos problemáticos. Dessa forma, as fundações profundas do tipo estaca são comumente empregadas em solos moles a fim de reduzir os recalques e os deslocamentos das estruturas mediante a transferência dos esforços às camadas inferiores resistentes.

### 2.2.1. ESTACAS DE PONTA

Transferem os carregamentos principais da estrutura a uma camada de solo mais resistente e rígida situada a uma profundidade considerável abaixo da base da estrutura. Nesse caso, os carregamentos passam pelas camadas de solo mole e são transmitidos pela ponta da estaca com segurança para a camada resistente, conforme a Figura 2.5.



**Figura 2.5.** Ilustração de estacas de ponta. (Rodríguez *et al.*, 2015 – modificada).

Esse tipo de fundação, geralmente, é mais utilizado em casos de edificações muito altas e pesadas ou quando a camada resistente está a uma profundidade economicamente viável.

De acordo com Rodríguez (2010), quando uma estaca de ponta é submetida a um importante processo de subsidência regional, ela tende a emergir em relação ao solo circundante e isso pode gerar danos às estruturas adjacentes que possuem outros tipos de fundações, uma vez que a elevação da própria estrutura pode gerar importantes recalques diferenciais. Além disso, pode também gerar uma diminuição da confiabilidade da fundação, especialmente em

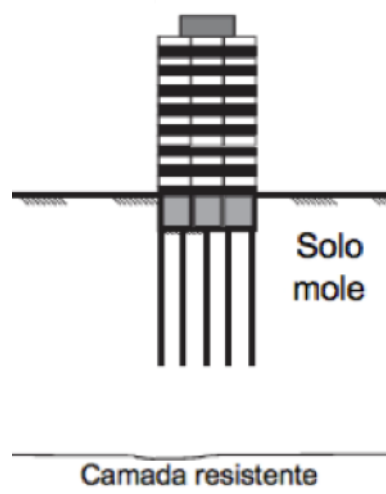
condições sísmicas, pois ocorre uma perda de confinamento na parte superficial da estaca e isso reduz a resistência delas ao cisalhamento, visto que o radier se separa do solo, colocando em risco a estabilidade estrutural das mesmas, conforme mostra a Figura 2.6.



**Figura 2.6.** Emerção aparente em uma fundação de radier estaqueado. (Rodríguez, 2010 - modificada).

### 2.2.2. ESTACAS FLUTUANTES OU DE ATRITO

Esse tipo de fundação transmite as cargas da edificação para o solo ao longo da sua superfície lateral. São chamadas de flutuantes pois são assentadas ainda nos solos moles, sem chegar até a camada mais resistente (Figura 2.7). Trabalham basicamente por atrito lateral. Elas são dimensionadas de uma forma que o número de estacas e suas dimensões por si só são capazes de suportar os carregamentos da construção. São bastante utilizadas quando a camada mais resistente está localizada a uma profundidade não viável economicamente.



**Figura 2.7.** Ilustração de estacas flutuantes. (Rodríguez *et al.*, 2015 – modificada).

Conforme Rodríguez (2010), nesse tipo de fundação, à medida que a subsidência regional se desenvolve, a ponta da estaca desce e tende a penetrar o estrato compressível, o que evita, pelo menos em alguns casos, a emersão aparente.

### **2.2.3. GRUPO DE ESTACAS**

Segundo Velloso e Lopes (2012), as estacas frequentemente trabalham em grupo e são caracterizadas pela ligação estrutural no topo, geralmente, por meio de blocos de coroamento, que são elementos maciços de concreto armado que possuem a função de solidarizar as estacas e ajudam a distribuir as cargas da edificação ao solo. Esses grupos são decorrência de cargas elevadas nos pilares em relação à carga de trabalho nas estacas ou de esforços nas fundações e eles, geralmente, possuem arranjos geométricos padrões (retangulares, quadrados ou circulares) com um espaçamento entre as estacas não menor do que duas vezes seu diâmetro.

De acordo com Cunha *et al.* (2001), grupos de estacas convencionais são normalmente projetados adotando-se um alto fator de segurança para as estacas, as quais são posicionadas de uma maneira que elas sustentam sozinhas toda a carga da superestrutura, sem considerar a contribuição do bloco de coroamento para a capacidade de carga do sistema.

A interação solo-estaca é bastante complexa e seu comportamento é influenciado por vários fatores, como: o método de instalação das estacas; modo de transferência das cargas (atrito lateral, ponta, misto); características do solo; configuração do grupo de estacas; presença de bloco de coroamento ou radier e rigidez relativa da estrutura, estacas e solo.

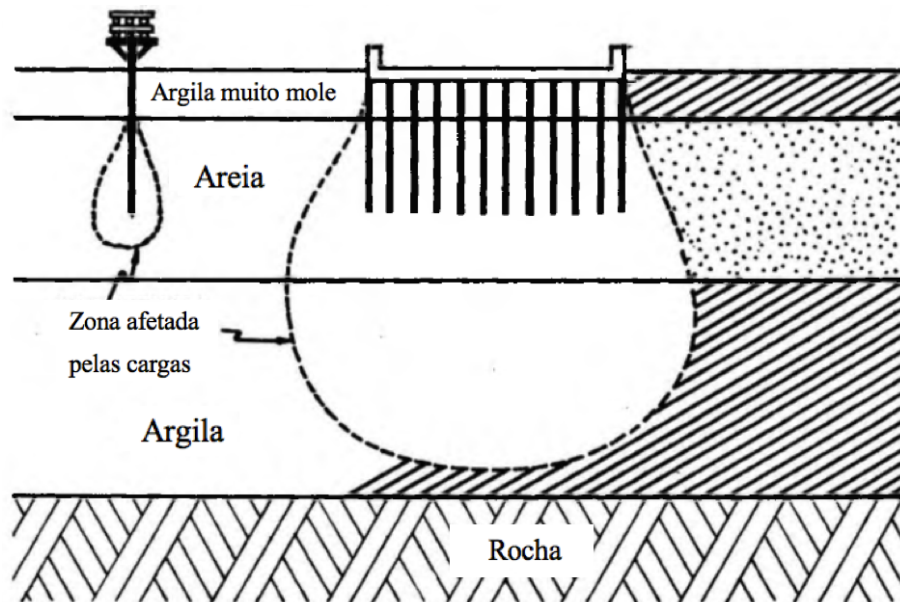
Chan (2006) afirma que os conhecimentos dos efeitos de grupo são baseados em regras e métodos semiempíricos que vêm de observações de campo. Entretanto, os avanços recentes nos estudos analíticos permitiram o desenvolvimento de princípios mais racionais. Além disso, a melhoria da capacidade dos computadores tornou possível a análise de grupos de estacas sujeitos a cargas complexas de uma forma bastante rigorosa e os estudos paramétricos podem ser realizados de forma relativamente eficiente e econômica.

A abordagem tradicional de projeto de grupos de estacas com comprimentos uniformes tem implicações importantes na distribuição das cargas entre as estacas e/ou recalques diferenciais. A consequência da interação estaca-solo-estaca em solos argilosos leva as estacas centrais de um grupo uniformemente carregado com bloco ou radier flexível sofrerem maiores recalques do que as estacas de borda e canto. Assim, a minimização dos recalques diferenciais torna-se um importante critério de projeto. Entretanto, grupos de estacas com bloco ou radier rígido levam a uma distribuição não uniforme das cargas entre as estacas, ou seja, as estacas de



canto e borda suportam maiores valores de carregamentos e o radier passa a resistir maiores momentos (Chow e Thevendran, 1987).

Conforme Badillo e Rodríguez (1973), o recalque produzido por uma estaca isolada pode ser muito menor do que o produzido por um grupo de estacas assentes no mesmo lugar, como pode ser visto na Figura 2.8.



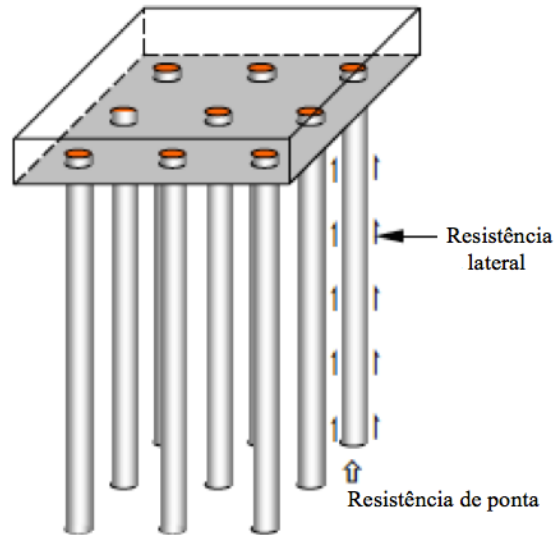
**Figura 2.8.** Diferença na influência de estaca isolada e grupo de estacas quanto a recalques.

(Badillo e Rodríguez, 1973).

#### 2.2.4. RADIER ESTAQUEADO

Conforme Cordeiro (2007), quando o radier por si só é capaz de suportar as cargas da estrutura, mas apresenta recalques acima do admissível, podem-se utilizar estacas combinadas a ele para diminuir esses recalques (Figura 2.9). Nesse caso, assume-se que o radier está em contato direto com o solo, diferente do bloco de coroamento. Assim, as cargas verticais, horizontais e os momentos que chegam da superestrutura podem ser absorvidos tanto pelo radier quanto pelas estacas. Visto isso, Katzenbach *et al.* (2000) afirmam que o uso do radier estaqueado é uma alternativa bastante eficiente para reduzir recalques totais e diferenciais e aumentar a capacidade de carga da fundação. Randolph (1994.a) afirmou que, na maioria dos casos, a primeira razão que deveria governar o projeto de fundações estaqueadas seria o recalque e não a capacidade de carga.

Além disso, Garcia (2015) assegura que se pode contar também com uma racionalização do projeto da fundação devido ao melhor posicionamento das estacas, diminuição de suas quantidades, profundidades e diâmetros, o que gera uma maior economia.



**Figura 2.9.** Ilustração de radier estaqueado. (Freitas, 2010).

Mandolini *et al.* (2013) afirmaram que os sistemas radier estaqueado podem ser projetados para apresentar segurança em estados limites, como garantir capacidade de carga e controlar recalques; garantir somente capacidade de carga ou, controlar somente os recalques. Entretanto, segundo Balakumar (2008), os novos conceitos de projeto de radier estaqueado consideram as estacas como elementos estruturais apenas para reduzir recalques, e não para suportar carregamentos.

Souza (2010) afirma que como a fundação do tipo radier estaqueado, na maioria das vezes, parte do princípio de que as estacas são as responsáveis por diminuir os recalques diferenciais e totais do sistema, então, a quantidade de estacas necessárias é bem menor do que em um projeto tradicional de grupos de estacas, gerando menor rigidez do sistema e economia. Randolph (1994.b) complementa que essa redução é da ordem de 65-75% do número total de estacas e esta talvez seja a principal diferença entre o bloco sobre estacas e o radier estaqueado.

Conforme Rincon (2016), alguns pesquisadores estabeleceram que as estacas assumem até 20% das cargas totais que chegam na fundação, enquanto os outros 80% são assumidos pelo radier, nos casos em que não há mudanças nas condições da água do solo. O autor ainda expõe que no sistema radier estaqueado, as estacas são responsáveis por absorver inicialmente a maior parte do carregamento imposto à fundação, mas em longo prazo sua função é reduzir os recalques absolutos ou diferenciais do conjunto. Poulos (1991) ressalta que, quando o solo apresenta movimentações referentes ao adensamento ou expansão, o comportamento do radier estaqueado muda, pois durante o adensamento pode haver uma perda de contato entre o radier e o solo. Sendo assim, todo o carregamento será assumido pelas estacas, incluindo o peso

do próprio radier. Quando isso acontece, as estacas devem ser projetadas para suportar 100% da carga. Já no caso do solo expansivo, as estacas tendem a segurar o movimento de ascensão do radier, o que pode levar a um aumento nos momentos do radier.

Segundo de Sanctis e Mandolini (2006), o radier estaqueado consiste em três elementos: o radier, as estacas e o subsolo. Uma carga vertical externa  $Q$  é equilibrada em parte pela pressão de contato entre o radier e o solo, e em parte pelas estacas. É então possível introduzir um coeficiente ( $\alpha_{pr}$ ) que representa a porção da carga suportada pelas estacas ( $Q_G$ ), conforme a Eq. 2.1:

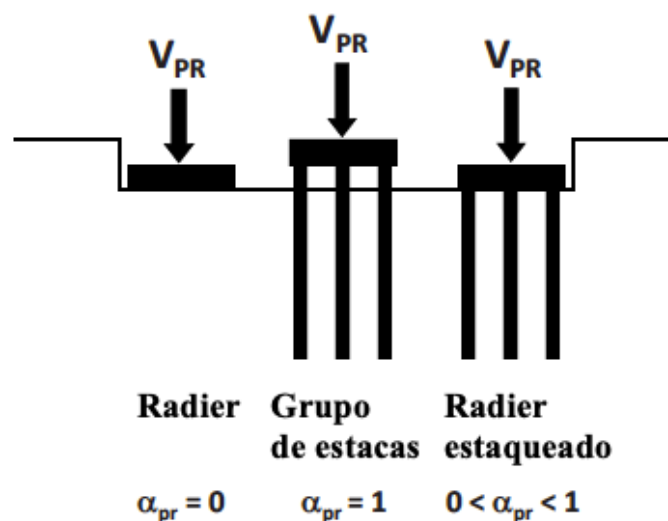
$$\alpha_{pr} = \frac{Q_G}{Q} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Conforme a Figura 2.10, quando:

$\alpha_{pr}=0$ , tem-se uma fundação superficial sem estacas.

$\alpha_{pr}=1$ , tem-se um grupo de estacas.

$0 < \alpha_{pr} < 1$ , tem-se uma fundação de radier estaqueado.

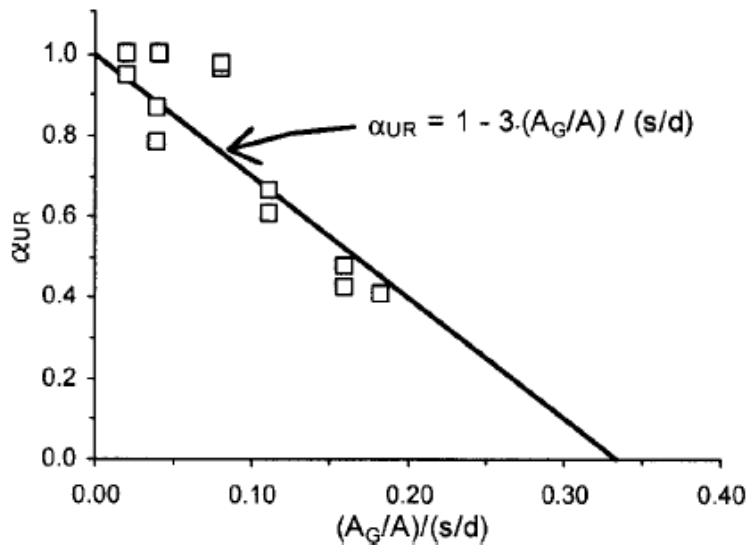


**Figura 2.10:** Situações de projeto. (Mandolini *et al.*,2013).

De Sanctis e Mandolini (2006) ainda propuseram que, embora o grupo de estacas contribua para a resistência global do radier estaqueado com seu valor original  $R_{PG}$ , a contribuição do radier  $R_{UR}$  é reduzida por um coeficiente  $\alpha_{UR}$ , o qual depende do Fator de Enchimento (FF), dado na Eq. 2.2 e exposto na Figura 2.11:

$$FF = \frac{A_G/A_R}{s/d} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde:  $A_G$  é a área do grupo de estacas;  $A_R$  é a área do radier;  $s$  é o espaçamento entre as estacas e  $d$  é o diâmetro delas.



**Figura 2.11:** Relação entre  $\alpha_{UR}$  e FF. (De Sanctis e Mandolini, 2006).

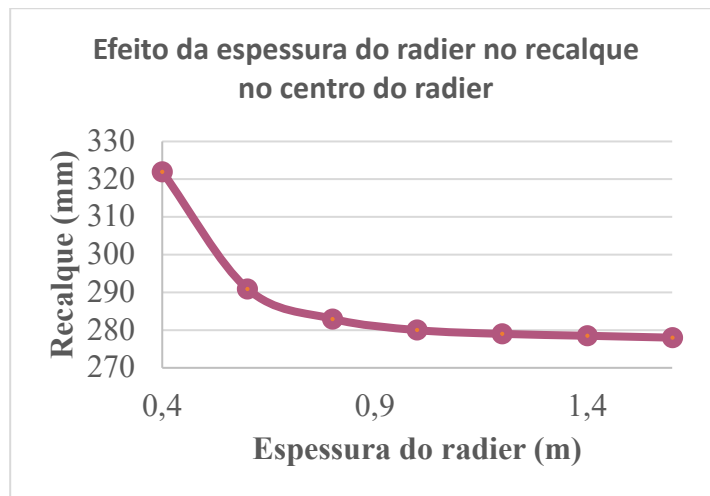
Para o caso de uma fundação apenas em radier,  $\alpha_{UR}=1$ , ou seja, 100% do carregamento vai apenas para a laje. Já para o caso de grupo de estacas  $\alpha_{UR}=0$  (0% do carregamento vai para o radier). Observa-se que quando  $FF= 1/3$ , tem-se um valor crítico que corresponde à transição de um grupo de estacas (nenhuma contribuição do radier é permitida,  $\alpha_{UR}=0$ ) para um radier estaqueado (ou seja, o radier aumenta a capacidade de carga da fundação por uma fração  $\alpha_{UR}$  de sua capacidade de carga quando não tem estacas). Conforme De Sanctis e Mandolini (2006), essa descoberta ajuda a identificar um critério ideal de projeto.

O comprimento, espaçamento e quantidade das estacas, além da espessura do radier influenciam o comportamento das estacas no radier estaqueado. Wulandari e Tjandra (2015) fizeram um estudo numérico utilizando o programa Plaxis 2D com o objetivo de analisar os recalques de uma fundação em radier e de um radier estaqueado com o mesmo carregamento. Para isso, eles consideraram diversas espessuras para a laje, vários comprimentos para as estacas e ainda diferentes números de estacas.

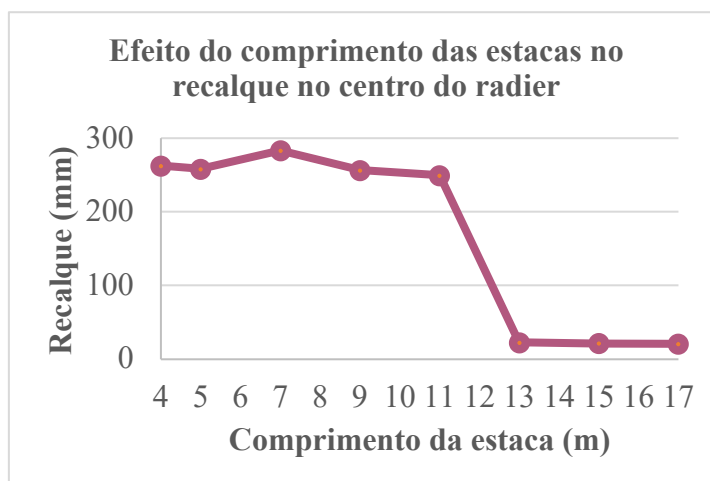
Primeiro os autores concluíram a partir do gráfico da Figura 2.12 que, quando a espessura do radier variou de 0,4 a 0,8m, houve uma grande diferença nos assentamentos. Porém, para espessuras entre 0,8m e 1,6m, os recalques da fundação praticamente não tiveram mais alteração. Através do gráfico da Figura 2.13, observa-se que os assentamentos do radier estaqueado diminuem à medida que o comprimento das estacas aumenta e a partir de 13m, não se observam mais diferenças significativas no recalque.

Por fim, o gráfico da Figura 2.14 mostra que a partir de um determinado número de estacas, também não se notam mais diferenças nos assentamentos. Wulandari e Tjandra (2015)

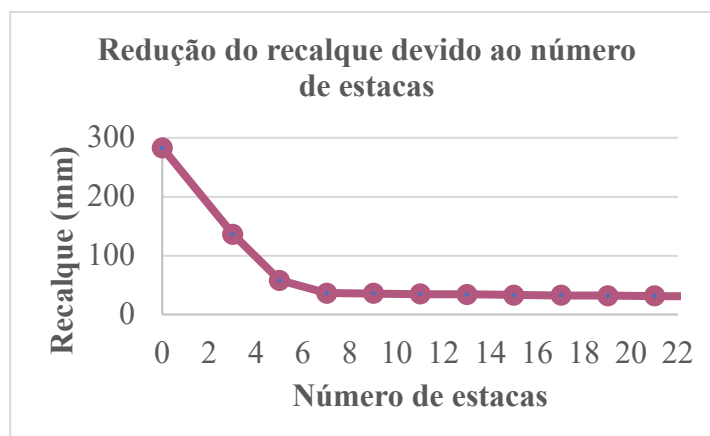
concluíram que se pode até adicionar mais estacas, mas a partir de certo número ótimo, esse aumento tende a apresentar recalques constantes.



**Figura 2.12.** Gráfico espessura do radier x recalques. (Wulandari e Tjandra, 2015).



**Figura 2.13.** Gráfico comprimento das estacas x recalques. (Wulandari e Tjandra, 2015).



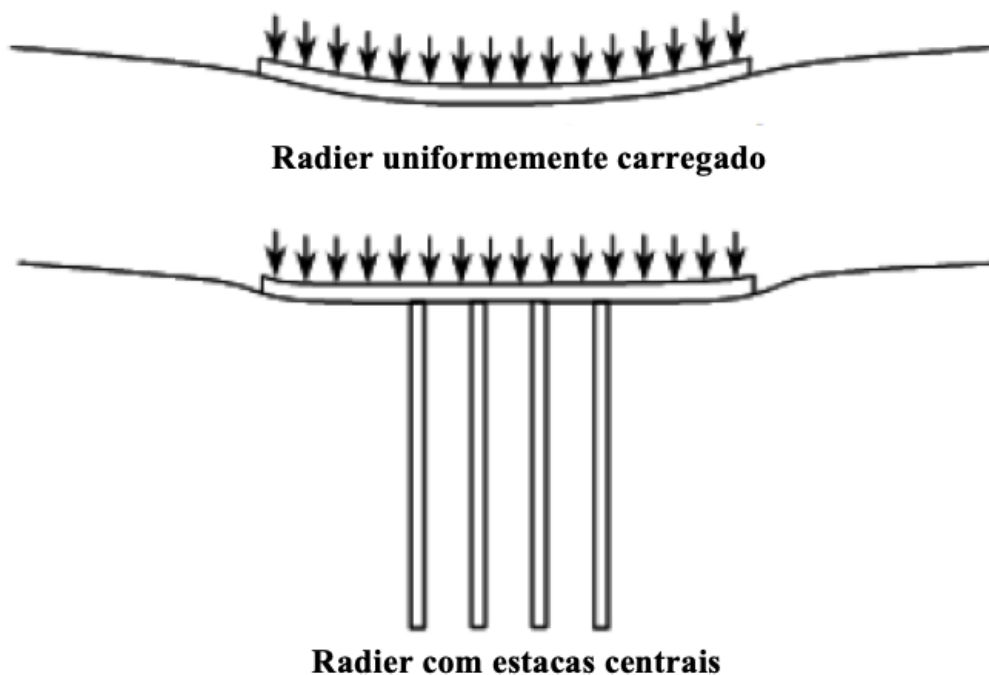
**Figura 2.14.** Gráfico espessura do número de estacas x recalques (Wulandari e Tjandra, 2015)

Randolph (1994.b) afirmou que a maior dificuldade neste tipo de fundação é escolher como projetar as estacas em uma configuração ótima com a finalidade de controlar os recalques. Além disso, para o autor existem três filosofias diferentes de projeto em relação ao radier estaqueado:

1) A abordagem convencional: conforme Souza (2010), nesse caso, a fundação é projetada como um grupo de estacas ligado por um bloco de coroamento, entretanto, faz-se a hipótese de que o carregamento é transmitido diretamente do radier para o solo. As estacas são distribuídas de maneira regular na área no radier e os espaçamentos usados são próximos aos normalmente utilizados para grupos de estacas. As estacas, por serem mais rígidas que o radier, suportam a maior parcela da carga e os elementos trabalham longe da mobilização total, com razoáveis fatores de segurança (FS) para todas as estacas, as do canto com fatores menores e as do centro com fatores maiores. Assim, a maior vantagem dessa filosofia é a redução do número total de estacas.

2) *Creep piling* ou estacas de fluência: nesse caso, as estacas são concebidas para funcionar a uma carga de trabalho em que começa a ocorrer uma fluência significativa, normalmente 70 a 80% da capacidade de carga máxima. Assim, a fundação é projetada basicamente como um radier, mas os recalques totais são reduzidos através da inclusão das estacas, as quais podem apresentar deformações plásticas. A quantidade ótima de estacas é calculada de forma que a pressão no solo sob o radier seja menor ou igual à tensão de pré-adensamento. Segundo Poulos (1998), essa filosofia pode ser usada de uma forma mais severa, ou seja, uma parte das estacas ou todas atingem a carga máxima, mas mesmo assim estariam de acordo com o fator de segurança global da fundação. Isso não seria possível no caso da filosofia convencional, visto que nela deve-se garantir o fator de segurança das estacas isoladamente.

3) Controle de recalques diferenciais: nesse caso, as estacas estão localizadas estrategicamente, geralmente na região central, onde a laje tem a tendência de recalcar mais. Assim, o objetivo da inserção dessas estacas é de reduzir ou anular os recalques diferenciais (Figura 2.15).

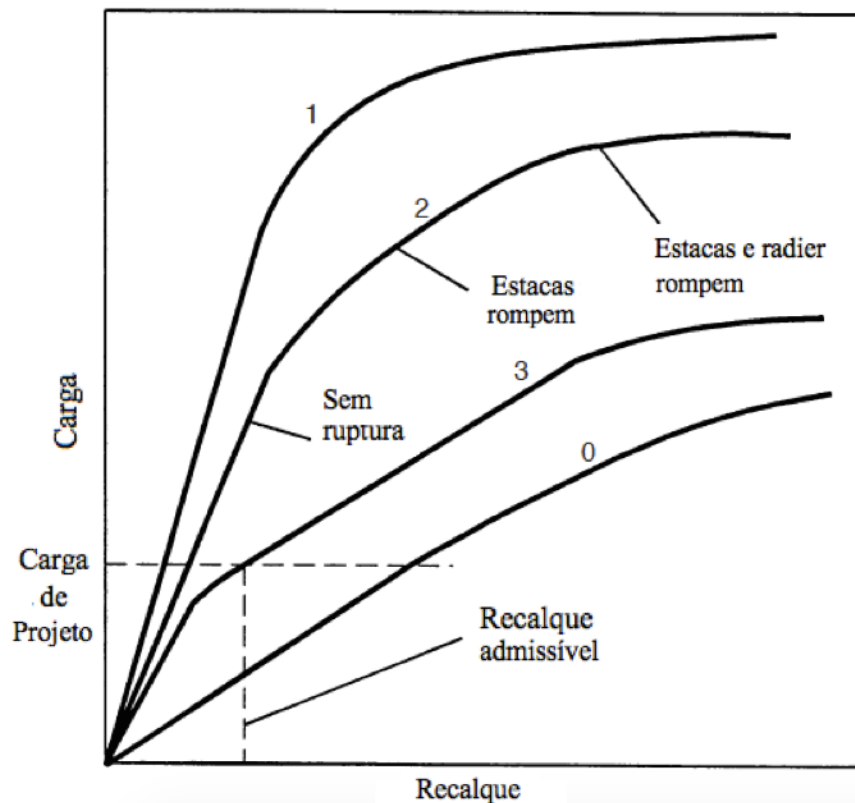


**Figura 2.15.** Filosofia de controle de recalques diferenciais. (Souza, 2010, adaptado de Randolph, 1994b).

Assim, as hipóteses 1 e 2 adotam uma distribuição uniforme de estacas abaixo do radier para limitar os recalques totais a uma magnitude aceitável. Já a hipótese 3, objetiva minimizar os recalques diferenciais, sem necessariamente reduzir os recalques médios significativamente.

Poulos (2001) propôs as curvas da Figura 2.16 seguindo as filosofias propostas por Randolph (1994.b). Observa-se que a Curva 0 representa uma fundação somente em radier, que recalca excessivamente. Já a Curva 1 reproduz a filosofia 1, chamada de abordagem convencional, a qual possui o comportamento governado pelo grupo de estacas e é bastante linear na carga de projeto. A Curva 2 ilustra a filosofia das estacas de fluência. Nesse caso, o número de estacas é menor e o radier carrega mais carga do que no caso da Curva 1.

Por fim, a Curva 3 representa o radier estaqueado com a filosofia de controle de recalques diferenciais, as quais utilizam a capacidade total na carga de projeto. Por mais que sua curva carga *versus* recalque não seja linear na carga de projeto, o sistema apresenta um fator de segurança adequado, então o critério de recalques é satisfeito. Assim, a filosofia de projeto representado pela Curva 3 é aceitável e, provavelmente, é o mais econômico dentre as demais curvas.



**Figura 2.16.** Curvas carga *versus* deformação para radier estaqueado por diferentes filosofias.  
 Fonte: Poulos (2001).

### 2.3. PROJETO EM TERMOS DE ESTADOS-LIMITES

Ao projetar uma fundação, deve-se assegurar que ela seja capaz de suportar os carregamentos da edificação e transmiti-los ao solo sem gerar recalques excessivos. Para isso, de acordo com a NBR 6122/2010, o projeto de uma fundação deve garantir segurança quanto ao:

- a) Estado-limite último (ELU): associado ao colapso total ou parcial da obra;
- b) Estado-limite de serviço (ELS): quando ocorrem deformações, fissuras, etc., que comprometam o uso da obra.

Projetos estruturais e geotécnicos geralmente possuem muitos graus de incertezas, principalmente devido à variabilidade dos materiais e até mesmo incertezas em relação ao método de projeto adotado. Essas imprecisões são levadas em conta a partir da implementação de fatores de segurança no projeto.

Conforme a NBR 8681/2013, o estado-limite (EL) é uma condição acima da qual a estrutura ou qualquer um de seus elementos deixará de cumprir suas funções, ou seja, representa uma condição potencial de falha, como por exemplo, integridade estrutural e durabilidade.



Estado-limite aplica o conceito de fator de segurança parcial, o que significa que os valores de carga característicos são aumentados através de fatores de carga, enquanto as resistências nominais são diminuídas por fatores de redução. Ele é separado em duas categorias: estado-limite último (ELU), o qual responde pela condição de segurança adotada para as estruturas e define os limites de projeto necessários para evitar danos estruturais ou instabilidade, e o estado-limite de serviço (ELS), que denota as condições que podem prejudicar a função da estrutura e influenciar a capacidade de manutenção da mesma sob as cargas em funcionamento (El Mossallamy *et al.*, 2015).

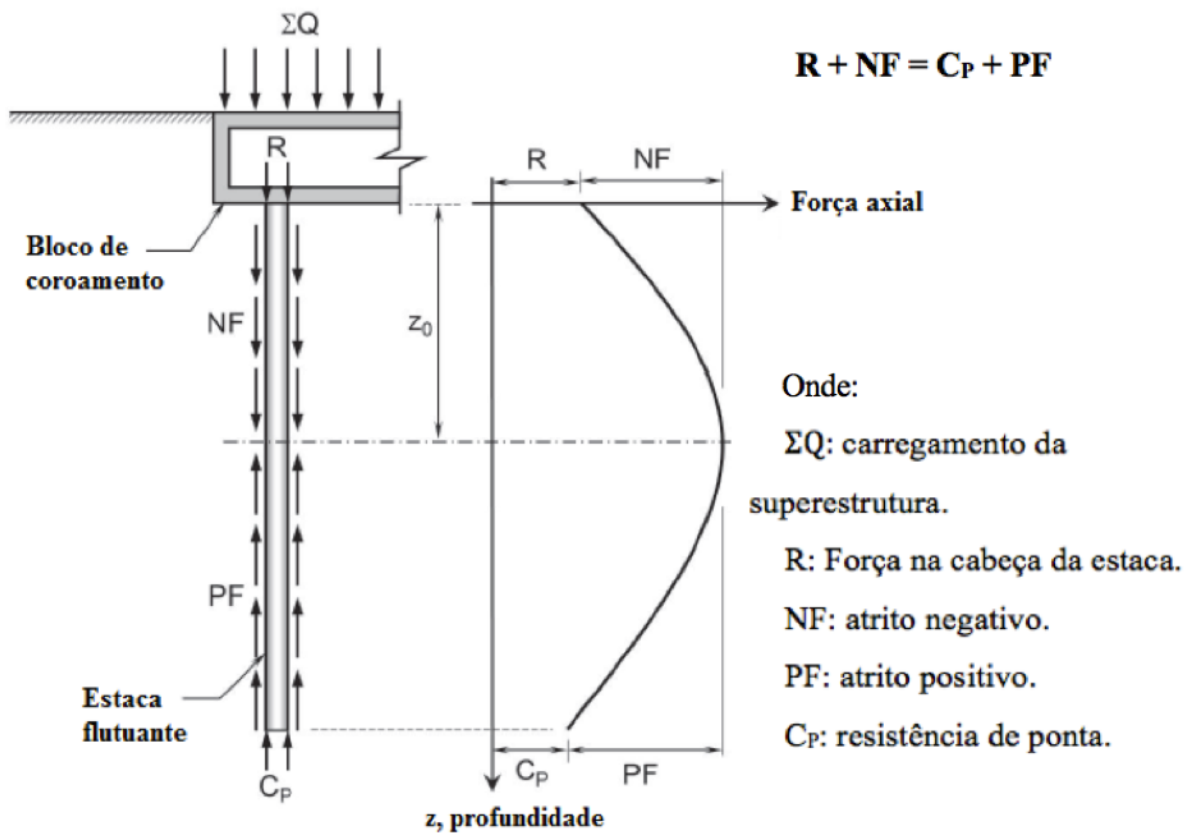
Em relação ao ELU, Meyerhof (1982) afirma que a magnitude dos fatores de segurança é governada pela confiabilidade das informações, principalmente cargas, resistência, deformação, projeto e construção, economia da construção e manutenção, a probabilidade e a gravidade da falha durante a vida útil. A margem de segurança é influenciada pelas cargas e efeitos de carga para ações permanentes, variáveis e excepcionais (água, vento, gelo e terremoto), a resistência do solo e deformação (incluindo efeitos de perturbação amostral, tamanho da amostra, taxa e variação de carga, anisotropia, deformação plana, falha local e progressiva, poropressão e drenagem), análise (método, precisão, mecanismo de falha assumido, perfil simplificado do solo e zonas fracas) e construção (geometria, qualidade e controle de materiais e mão de obra, manutenção durante a vida útil).

Já para o ELS, o autor supracitado assegura que movimentos admissíveis de fundações e estruturas no estado-limite de serviço dependem principalmente da interação solo-estrutura, rachaduras prejudiciais e distorção e que a concepção das fundações e estruturas deve incluir disposições para reduzir ou acomodar os movimentos sem danos, e devem ser tomadas precauções de construção adequadas para evitar os recalques excessivos e a movimentação do solo.

## **2.4. ATRITO NEGATIVO EM ESTACAS**

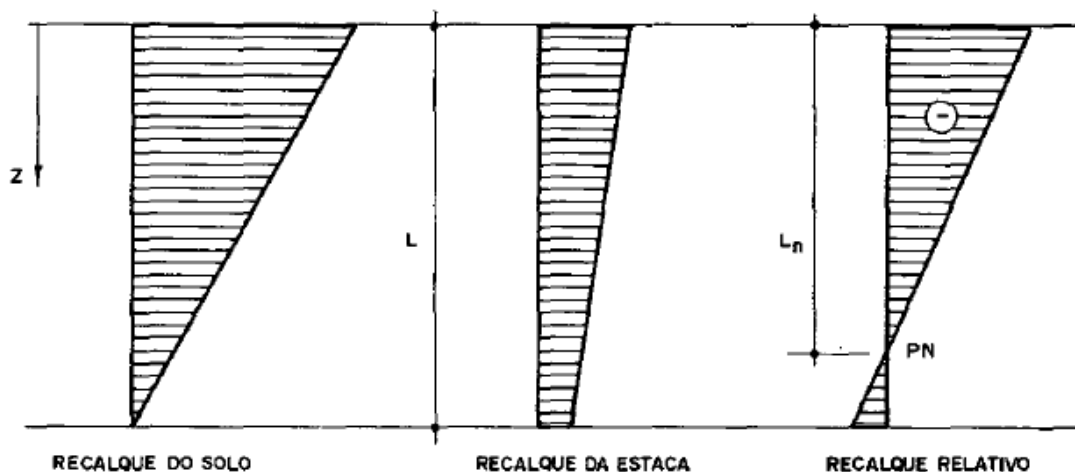
### **2.4.1. DEFINIÇÃO E PROBLEMÁTICAS**

Uma estaca sob carregamento pode se mover para baixo, e parte dessa carga é resistida pelo atrito positivo mobilizado no fuste da estaca. Entretanto, existem circunstâncias em que o solo ao redor da estaca se desloca mais do que a própria estaca. Dessa forma, ao invés do solo suportar a fundação, ele irá arrastar a mesma para baixo e induzir forças axiais ao longo do fuste. Essa tensão induzida ao longo da interface solo-fundação, que possui movimento descendente, é conhecida como atrito negativo e ocorre especialmente em estacas assentes em solos muito compressíveis, como argilas moles ou areias fofas (Figura 2.17) (Ruifu, 2008).



**Figura 2.17.** Esquema das forças axiais em uma estaca. (Auvinet e Rodríguez, 2017).

Santos Neto (1981) afirma que, em 1935, o pesquisador Terzaghi considerava que o recalque em parte do comprimento da estaca seria menor do que o do solo, e nessa região o atrito negativo seria desenvolvido. Entretanto, na parte inferior da estaca, o recalque do solo seria menor do que o do elemento estrutural, gerando o atrito positivo (Figura 2.18).



**Figura 2.18.** Ocorrência do ponto neutro na estaca (Santos Neto, 1981).

Assim, Santos Neto (1981) complementou que haveria um ponto no qual o recalque da estaca seria igual ao recalque do solo, ou seja, não haveria deslocamento relativo entre a estaca e o solo, o que ele chamou de Ponto Neutro.

Conforme Okabe (1977), a intensidade do atrito negativo e a profundidade do ponto neutro aumentam com o aumento da rigidez da camada mais próxima da ponta. Para Fellenius (1984), como as tensões cisalhantes no fuste não diminuem com a profundidade, então o ponto neutro localiza-se abaixo do ponto médio das estacas. Outros autores como Prakash e Sharma (1990) sugeriram que o ponto neutro se localiza a 0,75L da estaca. Matyas e Santamarina (1994) propõem que a localização do ponto neutro em estacas de ponta em um solo relativamente homogêneo depende da força aplicada e geralmente está em uma profundidade entre um meio e dois terços da profundidade de assentamento da estaca. Por fim, Leung *et al.* (2004) encontraram localizações do ponto neutro a 0,9L em observações experimentais.

Auvinet e Rodríguez (2017) realizaram uma análise axissimétrica utilizando o software Plaxis 2D com o objetivo de analisar o comportamento de uma estaca isolada flutuante submetida a atrito negativo e carregamentos transientes (vento e sismos). Na análise, eles utilizaram vários estágios, como: adensamento devido ao peso próprio da estaca; adensamento devido a um rebaixamento moderado de poropressão, adensamento por causa de carregamentos transientes, e por fim, adensamento em consequência a um rebaixamento extremo de poropressão. Os autores confirmaram que o nível neutro tende a se estabilizar à medida que o processo de adensamento devido ao rebaixamento das poropressões se desenvolve e isso demonstra que a profundidade de tal nível depende significativamente das condições de carregamento inicial.

Reséndiz e Auvinet (1973) propuseram que para uma estaca flutuante num meio submetida a processo de adensamento por rebaixamento piezométrico, a profundidade do ponto neutro pode ser obtida por aproximações sucessivas, variando a profundidade  $Z_0$ , até chegar a um resultado que cumpra com a igualdade da Eq. 2.3 a seguir:

$$Q - C_p = |PF|_{Z_0}^{L_p} - |NF|_{D_F}^{Z_0} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Onde:  $Q$  é a carga aplicada à estaca;  $C_p$  é a capacidade de carga por ponta da estaca;  $Z_0$  é a profundidade do ponto neutro;  $L_p$  é a profundidade da ponta da estaca;  $D_F$  é a profundidade da placa de fundação;  $|PF|_{Z_0}^{L_p}$  é o atrito positivo limite ao longo do fuste da estaca de  $Z_0$  até  $L_p$  e  $|NF|_{D_F}^{Z_0}$  é o atrito negativo limite ao longo do fuste da estaca de  $D_F$  até  $Z_0$ .

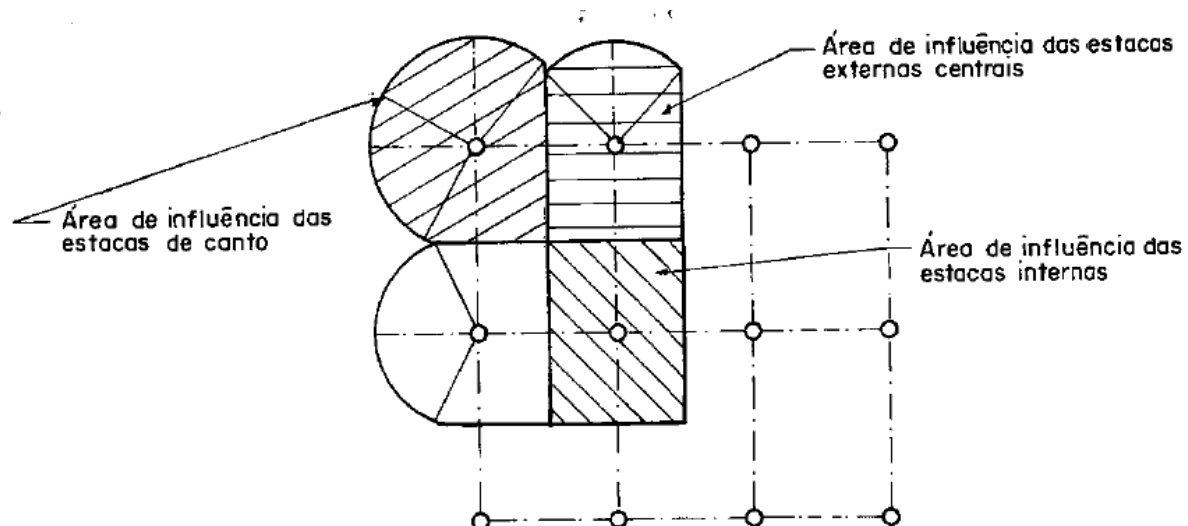
Segundo Hewitt (1989), os métodos de análise para prever o recalque e a distribuição da carga em estacas individuais normalmente não consideram os recalques devidos ao processo de adensamento nem o deslocamento relativo entre o solo e a estaca. O autor ainda afirma que os valores da carga induzida pelo atrito negativo podem ser importantes devido ao fato de que os valores unitários desse atrito podem ser tão altos quanto os valores de atrito positivo, sendo que essa força descendente pode gerar recalques excessivos na estaca que levam a rupturas estruturais na fundação. Além disso, este é um problema que se desenvolve ao longo do tempo até chegar ao seu valor máximo.

Conforme Rodríguez (2010), o atrito negativo em estacas assentes em solos moles pode se desenvolver por diversos fatores, tais como:

- Uma sobrecarga superficial recente;
- O peso próprio do solo circundante se for um aterro recente;
- Subsidência regional, que se caracteriza por uma redução nos níveis piezométricos devido ao bombeamento de água nos aquíferos;
- O rebaixamento do nível do lençol freático ocasionado pela evaporação ou por vazamentos para o sistema de drenagem, ou por cargas insuficientes, etc.
- A própria alteração induzida pela cravação da estaca em solos sensíveis.

Em relação a grupos de estacas, Lee (1993) afirma que o atrito negativo em uma estaca individual do grupo é menor do que em uma estaca isolada devido aos efeitos de interação.

Segundo Santos Neto (1981), no caso de grupo de estacas com bloco ou radier rígido, é de se esperar uma carga diferente nas estacas em função de sua posição no grupo, pois, se levar em conta que o atrito negativo é dado pelo peso do volume de solo que se transfere à estaca, as internas irão receber uma sobrecarga menor do que as externas, por terem as áreas de influências menores, conforme a Figura 2.19, e esta desigualdade de atrito negativo dá lugar a uma distribuição de recalques oposta à que se teria em bloco ou radier flexível sob carga uniforme.



**Figura 2.19.** Áreas tributárias em um grupo de estacas com laje ou bloco rígido.

Fonte: Santos Neto (1981).

Assim, conforme Badillo e Rodríguez (1973), se os blocos de coroamento ou a laje forem suficientemente rígidos e as estacas estiverem engastadas neles, o efeito diferencial do atrito negativo nas estacas externas pode fazê-las trabalhar a tração na sua parte superior.

Horvart e Van der Veen (1977) concluíram que a influência do atrito negativo é, na maioria dos casos, secundária, pois é um problema de recalque, e não de ruptura. Poulos (1997) afirma que o fato de as estacas serem submetidas a atrito negativo, sua capacidade de carga não é influenciada significativamente e o principal problema é, na realidade, o aumento dos recalques e das forças axiais na estaca, o que pode se tornar incompatível com a superestrutura e levar ao colapso estrutural do elemento de fundação.

#### **2.4.2. MÉTODOS DE CÁLCULO DO ATRITO NEGATIVO**

A fim de entender melhor o desenvolvimento do atrito negativo em grupos de estacas, e com isso melhorar a segurança das fundações sujeitas a esses esforços, alguns autores, como Plomp e Mierlo (1948), Endo et al. (1969), Auvinet e Hanel (1981), Keenan e Bozozuk (1985), Little (1994) e Dai et al. (2012), entre outros, desenvolveram estudos de campo a respeito do assunto. Além desses, Whitaker (1957), Shibata et al. (1982), Leung et al. (2004) e Huang et al. (2014) realizaram pesquisas de laboratório também acerca do tema.

Outros estudiosos desenvolveram metodologias de cálculo para quantificar a magnitude dessas forças descendentes que podem ser geradas em estacas assentes em solos moles sujeitas a adensamento, como se mostra a seguir.

### 2.4.2.1. ZEEVAERT (1982)

Segundo Zeevaert (1982), o atrito negativo é o movimento relativo entre a estaca e o solo em adensamento e devido a isso, o autor afirma que durante esse processo alcança-se a resistência ao cisalhamento limite do solo adjacente à estaca e considera que parte do peso do maciço que rodeia a estaca vai ser transferido para o fuste pelo desenvolvimento de esforços cortantes do solo no fuste.

O autor propõe que o desenvolvimento do atrito negativo acarreta uma diminuição na tensão vertical efetiva da massa de solo proporcionalmente à redução do peso próprio do maciço devido à transferência da carga do solo para a estaca. Com isso:

- Aumenta-se a carga na estaca;
- Reduz-se a tensão efetiva confinante na ponta da estaca e, assim, ocorre uma diminuição da capacidade de carga da ponta.

Atualmente, após diversos estudos constatou-se, como foi dito anteriormente, que o atrito negativo não corresponde a um problema de capacidade de carga, mas sim a uma questão relacionada a recalques excessivos.

No seu livro, Zeevaert (1982) apresenta uma detalhada análise do problema do atrito negativo para estacas isoladas e grupos de estacas. Para essa segunda situação, ele propôs a Eq. 2.4 para o atrito negativo em qualquer profundidade, iniciando na superfície do terreno até a profundidade ( $z$ ) desejada:

$$(NF)_i = (\sigma_{0i} - \sigma_i)A_T \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Onde:  $A_T$  é a área tributária correspondente à estaca;  $\sigma_{0i}$  é a tensão efetiva vertical inicial; e  $\sigma_i$  é a tensão efetiva vertical final, dada pela Eq. 2.5:

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{0i}A_T - [(NF)_{i-1} + m_i\sigma_{i-1}\Delta z_i]}{A_T + m_i\Delta z_i} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

$m_i$  é definido pela Eq. 2.6 como:

$$m_i = \pi r_0 K_{\phi i} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

Onde:  $r_0$  é o raio efetivo e  $K_{\phi i}$  é dado pela Eq. 2.7:

$$K_{\phi i} = \tan \frac{\phi_p}{N_\phi} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

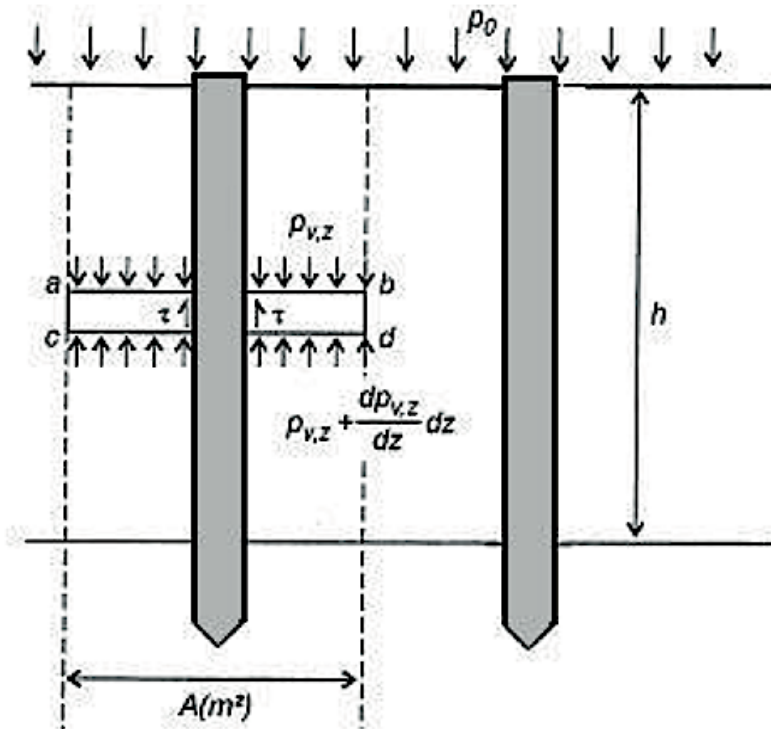
Na qual,  $\phi_p$  é o ângulo de atrito entre o solo e a estaca, e  $N_\phi$  é calculado através da Eq. 2.8:

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen}^2 \phi_r}{1 - \text{sen}^2 \phi_r} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Em que  $\phi_r$  é o ângulo de atrito do solo remodelado.

#### 2.4.2.2. DE BEER E WALLAYS (1983)

Os autores partiram das ideias propostas por Zeevaert (1982) e pressupõem que o recalque do solo se aplica em uma estaca indeslocável, mas na verdade sabe-se que ambos solo e estaca recalcam. O equilíbrio da fatia *abcd* da Figura 2.20 gera a Eq. 2.9:



**Figura 2.20.** Estaca com atrito negativo. (De Beer e Wallays, 1983).

$$A_F \cdot \gamma \cdot dz + P_{v,z} \cdot A_F - \left( P_{v,z} + \frac{dp_{v,z}}{dz} \cdot dz \right) \cdot A_F - \tau \cdot U \cdot dz = 0 \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Onde:  $A_F$  é a área da fatia no plano horizontal;  $\gamma$ : peso específico do solo;  $dz$ : componente infinitesimal vertical da fatia;  $p_{v,z}$ : componente da pressão no nível superior da fatia;  $\tau$ : componente de cisalhamento entre estaca-solo e  $U$  o perímetro da estaca.

Ao integrar a Equação 2.9 ao longo da camada e introduzindo o coeficiente empírico  $k_0$ , o qual se baseia no tipo de estaca-solo e o ângulo de atrito interno do material ( $\phi$ ), tem-se a Equação 2.10, que representa o cálculo do atrito negativo para uma estaca:

$$Q_{n,max} = k_0 \cdot U \cdot \tan \phi \cdot \left( p_0 \cdot h + \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \right) \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Conforme Santos e Galgoul (2010), pode-se tomar  $k_0$  como o valor correspondente ao empuxo no repouso para o caso de estacas escavadas e de estacas cravadas em argilas moles, e no caso de estacas cravadas em solos arenosos, podem aparecer tensões horizontais bem acima do valor correspondente ao empuxo no repouso, então, nestes casos adota-se um valor para  $k_0$  maior que 1,0. A Tabela 2.1 contém valores de  $k_0 \cdot \tan(\phi)$  obtidos por meio de ensaios.

**Tabela 2.1:** Valores de  $k_0 \cdot \tan(\phi)$ .

Tipo de Material	$K_0 \tan(\phi)$
Estacas com pinturas asfálticas em argilas	0,02
Película anular de bentonita	0,05
Estacas cravadas em solos argilosos muito moles e orgânicos	0,20*
Estacas escavadas em solos argilosos muito moles e orgânicos	0,15
Estacas escavadas com o revestimento perdido em solos argilosos muito moles a moles e solos orgânicos	0,10
Estacas cravadas em solos argilosos rijos a duros	0,30**
Estacas escavadas em solos argilosos rijos a duros	0,20
Estacas escavadas com o revestimento perdido em solos argilosos rijos a duros	0,15
Estacas cravadas em solos argilosos sensíveis com atrito negativo gerado pela cravação	0,10
Areias, pedregulhos fofos	0,35***
Areias, pedregulhos, mediamente compactos	0,45***
Areais, pedregulhos, compactos	0,50 a 1,0 ***

\* Reduzir para 0,15 em estacas cravadas com ponta aberta.

\*\* Reduzir para 0,20 em estacas cravadas com ponta aberta.

\*\*\* Às estacas cravadas correspondem os valores mais elevados, enquanto às estacas escavadas, os menores.

#### 2.4.2.3. BRIAUD ET AL. (1991)

Os autores propuseram um método para calcular o atrito negativo nas estacas dentro de um grupo com espaçamento de cinco vezes o diâmetro (5D). Essas fórmulas incluem fatores de redução para os coeficientes que multiplicam o valor do atrito negativo da estaca isolada.

Assim, para estaca de canto, tem-se a Equação 2.11:

$$NF_{\text{canto}} = 0,75NF_{\text{individual}} \quad (\text{Eq. 2.11})$$



Para estaca de borda (Equação 2.12):

$$NF_{\text{borda}} = 0,5NF_{\text{individual}} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Para estaca interna (Equação 2.13):

$$NF_{\text{interna}} = q_0s^2 \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Onde:  $NF_{\text{individual}}$  é o atrito negativo de uma estaca individual;  $q_0$  é a sobrecarga aplicada na superfície e  $s$  é o espaçamento entre as estacas.

#### 2.4.2.4. JEONG *ET AL.* (1997)

Os autores realizaram um estudo paramétrico de estacas isoladas e grupos de estacas a fim de examinar o efeito de interação para diferentes condições de resistência de ponta, modelos de solo e espaçamentos distintos entre as estacas (2,5 e 5D). Para seus estudos paramétricos, empregaram o modelo constitutivo estendido de Drucker-Prager e realizaram análises não-drenadas com parâmetros drenados.

O principal objetivo da pesquisa era investigar a redução do atrito negativo em grupos de estacas com arranjo quadrado com uma conexão flexível da cabeça da estaca com o bloco. A partir dos seus resultados, propuseram um método simples para o cálculo dos esforços do atrito negativo para um grupo com nove até 25 estacas nas condições propostas. Para os autores, grupos com mais de 25 estacas apresentavam pouquíssimas diferenças e grupos com espaçamentos maiores que 5D possuíam muito pouco efeito de grupo.

Abaixo, encontra-se a Tabela 2.2, proposta por Jeong *et al.* (1997), com os fatores de redução para estacas de atrito e de ponta, dentro de um grupo com arranjo quadrado e com espaçamentos de 2,5D e 5D:

**Tabela 2.2:** Fatores de redução do atrito negativo (modificado - Jeong *et al.*, 1997)

Tipo	S= 2,5 D	S= 5,0 D
Canto	0,5 $NF_{\text{individual}}$	0,9 $NF_{\text{individual}}$
Borda	0,4 $NF_{\text{individual}}$	0,8 $NF_{\text{individual}}$
Interior	0,15 $NF_{\text{individual}}$	0,5 $NF_{\text{individual}}$

Nota-se que esses fatores propostos se aplicam à magnitude do atrito negativo estimado para uma estaca individual ( $NF_{\text{individual}}$ ).

#### 2.4.2.5. AUVINET E RODRÍGUEZ (2017)

Os autores propuseram fórmulas para estimar a magnitude do atrito negativo em estacas de canto, borda e interior. No trabalho, eles desenvolveram um estudo 2D (axissimétrico) com elementos finitos para uma estaca interna dentro de um grupo sujeito ao peso da estrutura e ao atrito negativo. Ainda, apresentam para as mesmas condições um estudo 3D também com elementos finitos para entender o comportamento de estacas de borda e de canto.

Em relação às estacas internas, Auvinet e Rodríguez (2017) mostraram que, para grupos grandes de estacas, o atrito negativo acima do ponto neutro ( $Z_0$ ) não pode ser maior do que o incremento aparente do peso do solo ao redor da estaca. Dessa forma, pode-se estimar o atrito negativo por tentativa e erro, variando a profundidade  $Z_0$  até que a equação Eq. 2.14 seja satisfeita:

$$\frac{\Sigma Q}{N_p} + NF = PF + C_p \quad (\text{Eq. 2.14})$$

Onde:  $\Sigma Q$  são as cargas permanentes mais as cargas vivas de média intensidade;  $N_p$  representa o número de estacas;  $C_p$  é a capacidade de carga da ponta, considerando um fator de força unitário;  $L_p$  é o comprimento da estaca;  $D_F$  é a profundidade da laje ou do bloco de coroamento;

-  $PF = C_f \Big|_{Z_0}^{D_F+L_p}$ : atrito positivo é igual à resistência lateral limite ( $C_f$ ) desenvolvida de  $Z_0$  até a profundidade da ponta da estaca ( $D_F + L_p$ );

-  $NF$ : atrito negativo, que deve ser igual a:

$$NF = \min \left\{ \begin{array}{l} C_f \Big|_{D_F}^{Z_0} \\ \Delta \sigma_{z_0} A_T \end{array} \right. \quad (\text{Eq. 2.15})$$

Onde:

-  $C_f \Big|_{D_F}^{Z_0}$  resistência lateral limite ( $C_f$ ) desenvolvida desde  $D_F$  até  $Z_0$ ;

-  $\Delta \sigma_{z_0}$ : incremento da tensão efetiva em  $z_0$  (sem as estacas) desenvolvido pela redução futura de poropressão;

-  $A_T$ : área tributária entre as estacas.

Já para estacas de canto e borda, Auvinet e Rodríguez (2017) afirmam que devido ao fato de que as condições limites de cisalhamento para o atrito negativo podem se desenvolver no fuste dessas estacas, é possível estimar-se o atrito negativo utilizando o mesmo critério das estacas internas (Eq. 2.16), mas considerando:

$$NF = C_f \Big|_{D_F}^{z_0} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

### 3. MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM SOLOS MOLES

Segundo Potts e Zdravkovic (2001), a modelagem numérica há mais de 30 anos é utilizada em diversas áreas da engenharia, porém, apenas muito recentemente ela começou a ser amplamente utilizada para resolver problemas e análises da engenharia geotécnica. Os autores afirmam que isso se deve ao fato de que muitos problemas complexos específicos da geotecnia só começaram a ser resolvidos recentemente.

Pode-se afirmar que as principais vantagens de resolver problemas utilizando ferramentas numéricas são: redução de tempo das análises, resultados acurados, simulação realista de problemas complexos, economia em relação aos ensaios experimentais, além de produzirem excelentes resultados aos projetos que estão sujeitos a severas restrições de confiabilidade e segurança. Entretanto, mesmo que os avanços tecnológicos tenham barateado os preços dos computadores, programas numéricos costumam ter custos bastante elevados e o usuário precisa ter conhecimento para utilizá-los de forma correta e otimizada.

Dhatt *et al.* (2013) afirmam que hoje o método dos elementos finitos (MEF) se tornou um dos métodos mais utilizados para resolver problemas complexos de engenharia. Assim, através de intenso uso de computador, o MEF pode ser aplicado para resolver praticamente todos os problemas encontrados na prática, como problema estacionário ou transiente em regiões lineares ou não lineares para domínios de uma, duas ou três dimensões, além de ser utilizado com sucesso em ambientes heterogêneos e domínios de formas complexas.

De acordo com Briançon *et al.* (2011), em comparação com os métodos simplificados, os modelos numéricos em um meio contínuo, levam em conta toda a configuração da massa de solo, inclusões rígidas e interfaces entre os vários componentes. Este tipo de modelagem leva ao cálculo de deslocamentos, tensões e deformações para cada elemento e, além disso, permite considerar o acoplamento hidromecânico sempre que surjam problemas de adensamento. O autor ainda explica que o método dos elementos finitos é baseado em uma discretização do meio em estudo. Com base em modelos constitutivos dos solos e dos vários materiais dos componentes encontrados no modelo, este método permite verificar o comportamento do meio discretizado em termos de estado-limite último e de serviço.

Conforme Fish e Belytschko (2007), a ideia básica do método é dividir o problema em partes menores, chamadas de elementos finitos, conectados por nós, e obter uma solução aproximada do problema.

A formulação do MEF pode ser baseada no método dos deslocamentos, em modelos de equilíbrio, ou em métodos mistos. De todos estes métodos, aquele que apresenta uma maior simplicidade e, conseqüentemente, uma maior versatilidade é o método dos deslocamentos

(Azevedo, 2003). Nesse caso, a incógnita são os deslocamentos. Nos modelos de equilíbrio, calculam-se as tensões e nos métodos mistos, as incógnitas são tanto os deslocamentos como as tensões.

Meneses (2007) descreveu os procedimentos do método dos deslocamentos:

- a) Discretização do domínio: subdivisão do domínio em zonas, designadas por elementos finitos, que se ligam entre si através dos nós localizados nas suas fronteiras;
- b) Seleção das funções de interpolação: definem aproximadamente o campo dos deslocamentos no interior do elemento finito, em função do comportamento dos seus nós.
- c) Obtenção das matrizes de rigidez dos elementos (pelo teorema dos trabalhos virtuais ou pelo princípio da energia potencial mínima);
- d) Construção da matriz de rigidez global e do vetor de solicitação global;
- e) Resolução do sistema de equações, levando em conta as condições de fronteira.
- f) Determinação, a partir das funções de aproximação, dos deslocamentos no interior dos elementos e posteriormente as deformações e tensões.

Conforme Santos Neto (1981), existem inúmeros métodos disponíveis para a previsão do atrito negativo, mas cada método desses leva, quase sempre, a resultados desiguais. Para o autor, um modelo de cálculo deve considerar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo na condição drenada; aplicação específica para estacas isoladas e grupos de estacas; no caso dos grupos de estacas, a área efetiva tributária de cada estaca; a localização do ponto neutro como função dos recalques relativos à estaca-solo; história do carregamento da estaca; os esforços cisalhantes mobilizados ao longo do fuste e a evolução do atrito negativo com o tempo.

Entretanto, é uma tarefa difícil incluir todos esses fatores de uma forma correta em uma equação, visto que é muito complicado um modelo matemático abordar tudo isso, especialmente os fatores mais difíceis, que são a evolução do atrito negativo com o tempo e a história de carregamento das estacas. Assim, uma alternativa exequível em tal situação é o uso da modelagem numérica, pois se consegue incluir todos os fatores de forma satisfatória nas análises.

Inúmeros autores, como Chow et. al (1996), Pooroohasb et. al (1996), Briaud (1997), Comodromos e Bareka (2005), Ruifu (2008), , El-Mossallamy et. al (2013), Rodríguez e Auvinet (2015), Huang et. al (2015), Marjanović et. al (2016), Auvinet e Rodríguez (2017), entre outros, utilizaram ferramentas numéricas computacionais para avaliar o atrito negativo desenvolvido no fuste de estacas assentes em solos moles submetidas a diversas condições de carregamentos, rebaixamento de lençol freático e outras situações. Por fim, todos chegaram à

conclusão de que essas ferramentas são ideais para análises e quantificação do atrito negativo e do comportamento das estacas sujeitas a essas forças axiais.

Rodríguez (2010) completa que uma das poucas ferramentas que existem para realizar uma análise verdadeiramente tridimensional (3D) da interação entre uma fundação formada por um grupo de estacas e o solo, é a modelagem numérica usando o 3D MEF. Este tipo de modelo permite a análise e projeto de fundações nas quais as estacas de borda e canto exercem influência importante sobre seu comportamento geral.

Todavia, apesar dessa ótima eficiência das ferramentas numéricas, León (2017) afirma que a precisão de uma simulação depende da relevância e da qualidade dos modelos constitutivos do solo adotado, bem como da estratégia de discretização selecionada para o solo estudado, e também da qualidade e precisão dos dados adquiridos. Peixoto (2014) complementa que a utilização cega dos programas numéricos acarreta riscos e desaproveitamento das capacidades do solo, que se reflete em termos econômicos.

### **3.1. MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOFTWARE UTILIZADO**

Os modelos constitutivos são utilizados para reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão *versus* deformação de um elemento. Para cada tipo de solo existem modelos que melhores se adequam a ele.

Para que seja representativo, o modelo deve determinar o comportamento do solo para todo tipo de carregamento, utilizar parâmetros obtidos mediante um número reduzido de ensaios e por fim, deve ser capaz de interpretar fisicamente a resposta do solo, em frente a quaisquer mudanças de tensões ou de deformações.

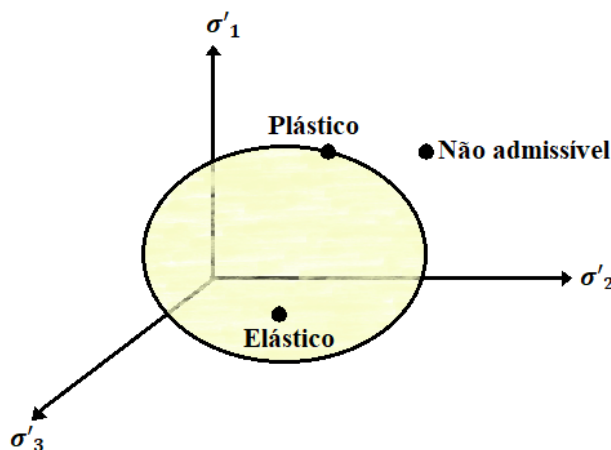
Conforme Pedroso (2002), a lei constitutiva mais simples utilizada na engenharia é a elástico-linear, conhecida por Lei de Hooke. Ela possui uma aplicação muito limitada para solos, visto que o comportamento desse material é influenciado por vários fatores como o estado de tensão, as tensões residuais, a variação de volume sobre cisalhamento (dilatância), a história de tensões, a anisotropia, o teor de umidade, etc. Dessa forma, uma importante classe de modelos constitutivos, com potencial aplicação aos solos, é fundamentada na teoria da elasto-plasticidade. O autor complementa que os modelos baseados nessa teoria possuem enorme vantagem se forem comparados aos elástico-lineares e não-lineares e isso se deve ao fato de a teoria da plasticidade ter sido desenvolvida através de equações de evolução, baseadas em princípios físicos consistentes, que consideram a ocorrência das deformações não recuperáveis.

Wood (1990) afirma que se pode representar o comportamento do solo através dos modelos constitutivos elasto-plásticos, realizando diversas simplificações com quatro

parâmetros essenciais: propriedades elásticas, critério ou superfície de fluência, potencial plástico e lei de endurecimento.

As propriedades elásticas a que o autor se refere são as deformações recuperáveis do solo após o carregamento.

O critério de fluência define uma função das tensões, chamada de função de fluência ( $f$ ), que permite conhecer em que estado o material está, se é elástico ou plástico. Assim, avalia-se uma combinação das tensões e compara-as com um valor que define o limite elástico. Esse limite corresponde a uma superfície de fluência, a que descreve as condições sob as quais as deformações plásticas ocorrem e ela leva em conta que no caso de solos, o escoamento é contínuo, ou seja, sem um ponto de escoamento definido na curva tensa *versus* deformação. O comportamento para estados de tensão situados no interior da superfície  $f$  é considerado elástico, tornando-se plástico para estados de tensão situados sobre a superfície, conforme a Figura 3.1.



**Figura 3.1.** Superfície de fluência.

Com o potencial plástico se especificam as magnitudes relativas dos componentes das deformações plásticas. Já a lei de endurecimento descreve a expansão da superfície de fluência com um módulo plástico tangente, ou seja, quando existe uma mudança na superfície de fluência devido ao incremento de deformações plásticas, o material pode sofrer endurecimento ou amolecimento.

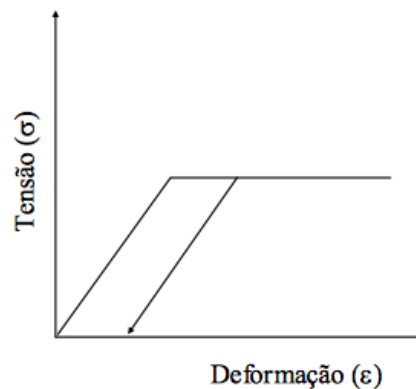
Outro conceito importante é a chamada lei de fluxo, a qual corresponde à função que define a direção das deformações no momento em que o material alcança o estado de comportamento plástico. Essa lei é a relação entre a tensão e o incremento de deformação plástica durante a ocorrência do fluxo plástico. Nos casos em que a regra de fluxo é igual ao

critério de fluência, diz-se que o fluxo é associado e no caso em que são diferentes, o fluxo é não associado.

A seguir, estão descritos os modelos constitutivos utilizados na pesquisa.

### 3.1.1. MODELO MOHR-COULOMB (MC)

Conforme Ortigão (1995), o modelo Mohr-Coulomb é considerado elástico perfeitamente plástico, uma vez que o material se comporta como linear elástico até atingir sua ruptura, e uma vez atingido, o solo continua deformando-se (Figura 3.2).



**Figura 3.2:** Curva tensão *versus* deformação para o modelo Mohr-Coulomb.

Segundo a teoria da plasticidade, as deformações plásticas ocorrem quando o solo experimenta o limite máximo da sua história de carregamento. O comportamento antes de se alcançar esse limite é elástico e após ultrapassá-lo é elasto-plástico.

O comportamento elástico é isotrópico e controlado pelo módulo de elasticidade e a relação de Poisson.

A partir do critério de Mohr-Coulomb determina-se a resistência ao cisalhamento  $\tau$  na iminência de ruptura a partir da Eq. 3.1:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{Eq. 3.1})$$

A superfície de fluência consiste em seis funções formuladas em termos de tensões principais, conforme as Eq. 3.2 a 3.7:

$$f_1 = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}[\sigma'_2 + \sigma'_3] \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0 \quad (\text{Eq. 3.2})$$

$$f_2 = \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}[\sigma'_3 + \sigma'_2] \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0 \quad (\text{Eq. 3.3})$$

$$f_3 = \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}[\sigma'_3 + \sigma'_1] \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0 \quad (\text{Eq. 3.4})$$

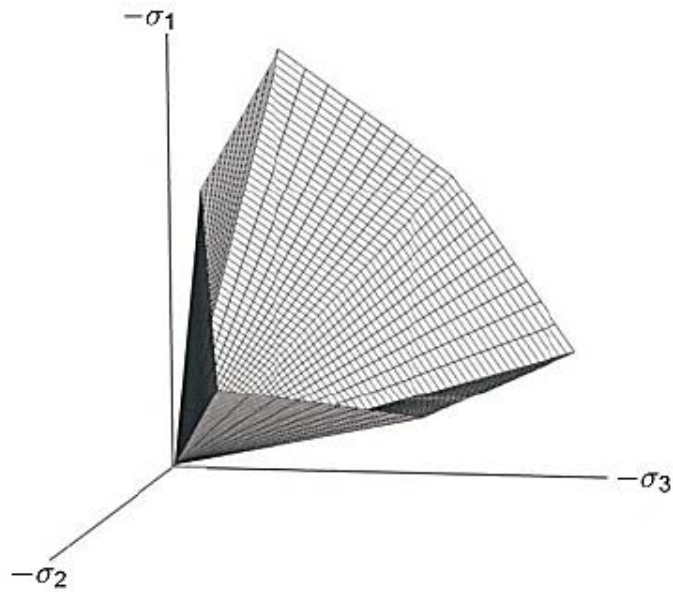


$$f_4 = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}[\sigma'_1 + \sigma'_3] \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0 \quad (\text{Eq. 3.5})$$

$$f_5 = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}[\sigma'_1 + \sigma'_2] \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0 \quad (\text{Eq. 3.6})$$

$$f_6 = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}[\sigma'_2 + \sigma'_1] \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0 \quad (\text{Eq. 3.7})$$

As funções acima representam um cone hexagonal no espaço de tensões principais, como mostra a Figura 3.3. Nota-se, ainda, que os dois parâmetros que aparecem nas equações de plastificação são a coesão e o ângulo de atrito.



**Figura 3.3:** Superfície hexagonal de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais. (Brinkgreve *et al.* (2015)).

Em relação à regra de fluxo, o mecanismo de deformação plástica está definido pelas funções do potencial plástico:

$$g_1 = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}[\sigma'_2 + \sigma'_3] \sin \psi \quad (\text{Eq. 3.8})$$

$$g_2 = \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}[\sigma'_3 + \sigma'_2] \sin \psi \quad (\text{Eq. 3.9})$$

$$g_3 = \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}[\sigma'_3 + \sigma'_1] \sin \psi \quad (\text{Eq. 3.10})$$

$$g_4 = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}[\sigma'_1 + \sigma'_3] \sin \psi \quad (\text{Eq. 3.11})$$

$$g_5 = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}[\sigma'_1 + \sigma'_2] \sin \psi \quad (\text{Eq. 3.12})$$

$$g_6 = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}[\sigma'_2 + \sigma'_1] \sin \psi \quad (\text{Eq. 3.13})$$

Onde,  $\psi$  é a dilatância, um parâmetro que modela os incrementos positivos de deformação volumétrica plástica.

Assim, observa-se que o critério de Mohr-Coulomb necessita de cinco parâmetros obtidos a partir de ensaios simples: módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, coesão, ângulo de atrito e ângulo de dilatância. León (2017) afirma que para um estado de tensão dentro da superfície de plastificação, o comportamento é elástico e obedece a lei de Hooke. E é por isso que, além dos parâmetros plásticos  $c$ ,  $\phi$  e  $\psi$ , o critério requer também a introdução dos parâmetros elásticos  $E'$  e  $\nu$ .

### **3.1.2. MODELO CAM-CLAY MODIFICADO (CCM)**

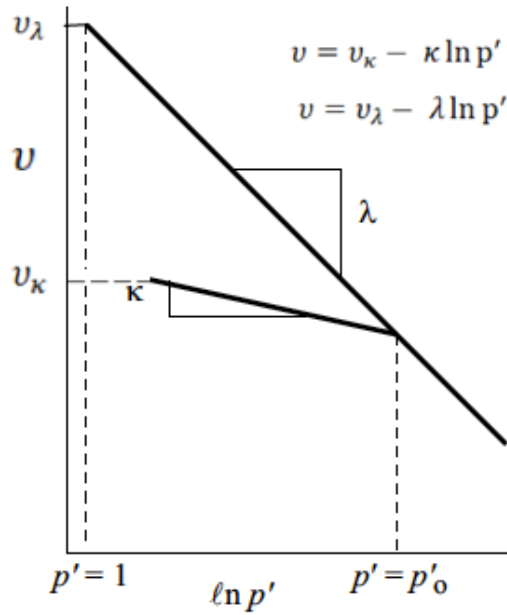
O modelo Cam-Clay foi desenvolvido inicialmente pelos pesquisadores Schofield e Wroth em 1963 para as argilas de Cambridge, na Inglaterra. Mas uma segunda versão dele, chamada de Cam-Clay Modificado foi proposta por Roscoe e Burland em 1968. Este modelo é baseado na teoria da elasto-plasticidade e na teoria do estado crítico, a qual engloba conceitos como estado crítico, dependência entre índice de vazios e tensão média efetiva, deformações permanentes e critério de ruptura.

O estado crítico é definido como aquele no qual não há variação de volume nem de tensões. Pode-se observar este comportamento tanto em solos pré-adensados ou densos quanto em adensados ou fofos. Nos primeiros, o índice de vazios ( $e$ ) sofre um aumento e nos segundos, um decréscimo. A situação residual após a ocorrência de deformações consideráveis é o chamado estado crítico (Pedroso, 2002).

Outras características principais desse modelo são:

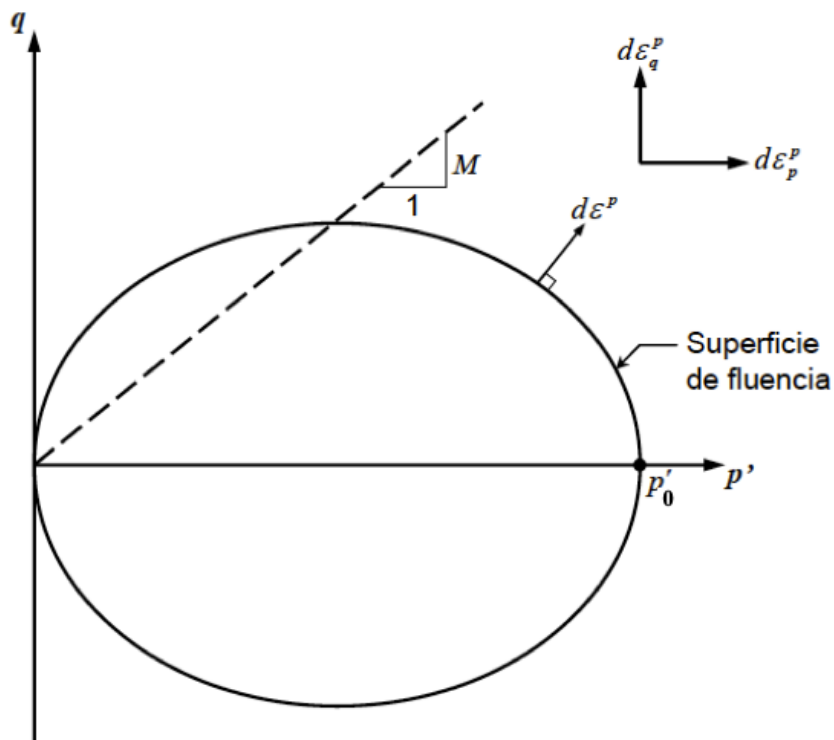
a) O comportamento elástico é isotrópico e está definido pelos parâmetros de módulo de rigidez volumétrica ( $K'$ ) e de cisalhamento ( $G'$ ).

b) O parâmetro  $\lambda$  (índice de compressão) determina a compressibilidade do material no carregamento primário e representa, matematicamente, a inclinação do trecho virgem. Como ocorrem deformações elasto-plásticas durante o descarregamento, o material segue uma trajetória diferente e a inclinação dessa nova trajetória é dada pelo índice de recompressão  $\kappa$ , o qual determina a compressibilidade do material no carregamento-descarregamento. A mudança do volume elástico  $v$  é calculada pelo valor médio de  $\kappa$  (Figura 3.4).



**Figura 3.4:** Curva tensão isotrópica *versus* volume específico (1+e) (modificado - Wood, 2004).

c) Em um plano de tensões triaxiais ( $p', q$ ), a superfície de fluência tem forma elíptica que passa pela origem e sua forma está definida pela constante  $M$  e o tamanho é definido pela tensão isotrópica  $p'$ , o qual representa o parâmetro de endurecimento. (Figura 3.5).



**Figura 3.5:** Superfície de fluência para CCM (Rodríguez, 2010).

d) A regra de fluência é associada, então, o vetor de incrementos das deformações plásticas é normal à superfície de fluência. Assim, a função de potencial plástico possui a mesma forma que a superfície de fluência.

e) O mecanismo de deformação plástica depende unicamente da proporção de tensões na qual a fluência ocorre, e muda constantemente conforme essa relação.

f) É um modelo com endurecimento volumétrico, no qual o aumento no tamanho da superfície de escoamento depende unicamente das deformações isotrópicas plásticas.

A Eq. 3.14 a seguir define a superfície de fluência do Modelo CCM:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_p) \quad (\text{Eq. 3.14})$$

Onde  $p'$  é a tensão efetiva,  $p_p$  é a tensão de pré-adensamento e  $M$  é definido pela Eq. 3.15:

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (\text{Eq. 3.15})$$

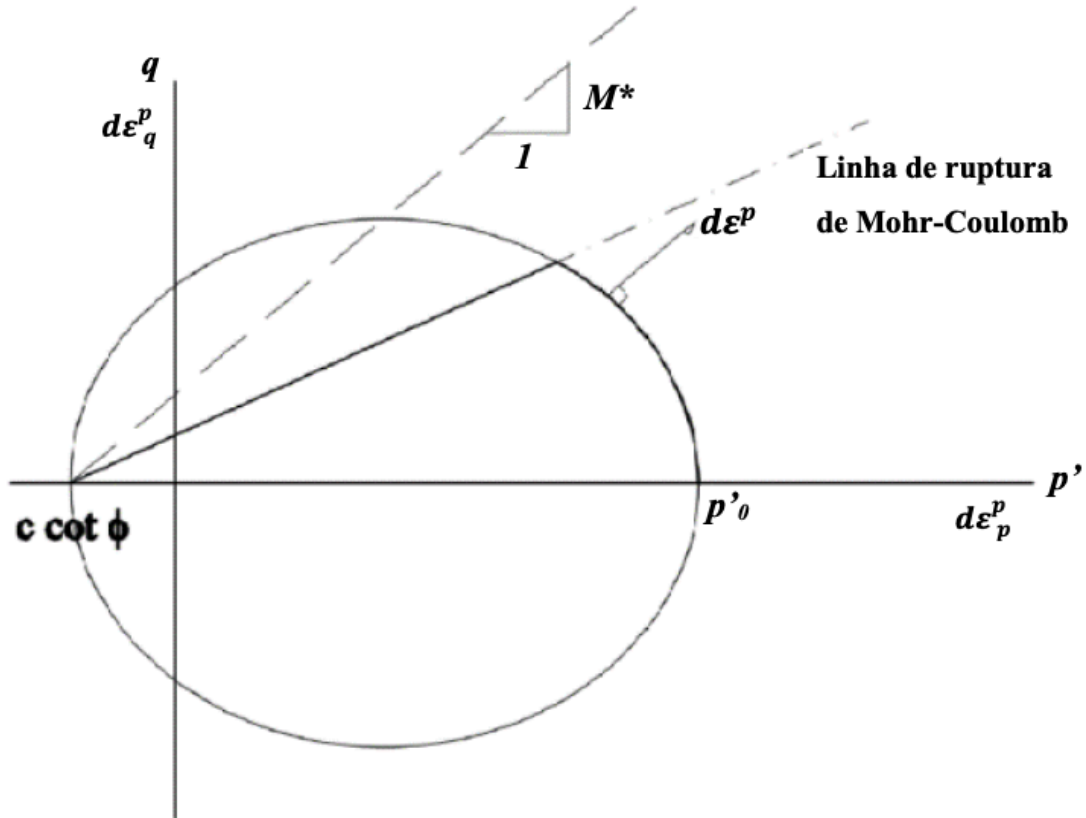
Os parâmetros necessários de entrada do modelo CCM são: tensão de pré-adensamento (POP) ou razão de pré -adensamento (OCR), coeficiente de empuxo lateral em repouso ( $K_0$ ), índice de vazios inicial ( $e_0$ ),  $\lambda$ ,  $\kappa$  e  $M$ .

### 3.1.3. MODELO SOFT SOIL (SS)

O modelo Soft Soil foi desenvolvido pela Universidade Tecnológica de Delft, na Holanda e serve para solos muito moles com alta compressibilidade. Ele é uma modificação do modelo Cam-Clay Modificado e eles diferem entre si pelo fato de que os índices de compressão e recompressão são expressos em função das deformações volumétricas, ao invés do índice de vazios. Além disso, no SS há a inclusão da coesão e do ângulo de atrito.

Uma característica comum dos modelos CCM e SS é que os dois assumem o comportamento elástico como isotrópico e este é definido pelos módulos de rigidez volumétrica e cisalhante. Ademais, não é recomendável para solos altamente pré-adensados.

A superfície de fluência utiliza uma regra de fluxo associada e a linha de ruptura é representada pelo critério de Mohr-Coulomb, diferente do CCM, que é de Drucker-Prager. A superfície de fluência tem forma elíptica e não passa pela origem. Além disso, ela é completamente independente do critério de ruptura (Figura 3.6).



**Figura 3.6:** Superfície de fluência para modelo SS (Wood, 2004).

A superfície de fluência é dada pela Eq. 3.16:

$$f = f' - p_p \quad (\text{Eq. 3.16})$$

No qual:  $f'$  é uma função do estado de tensão ( $p, q$ ), dada pela Eq. 3.17 e a tensão de pré-adensamento é uma função das deformações plásticas, calculada pela Eq. 3.18:

$$f' = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cdot \cot \phi)} + p' \quad (\text{Eq. 3.17})$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (\text{Eq. 3.18})$$

Os índices de compressão ( $\lambda^*$ ) e recompressão ( $\kappa^*$ ) podem ser determinados aproximadamente a partir do índice de vazios, conforme as Eq. 3.19 e 3.20:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad (\text{Eq. 3.19})$$

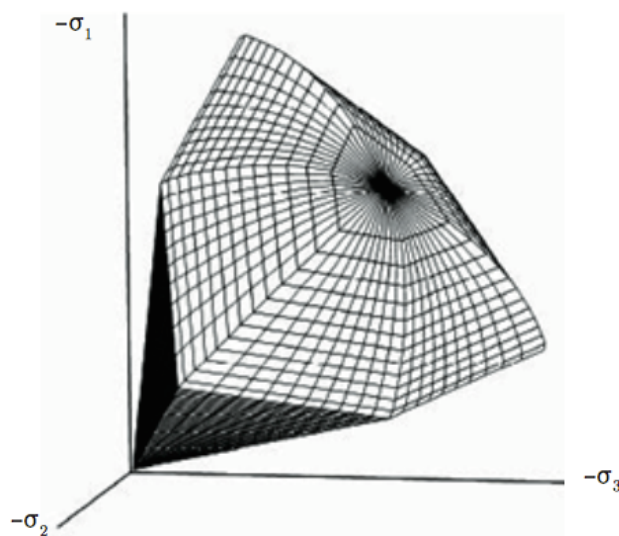
$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \quad (\text{Eq. 3.20})$$

O SS é um modelo de endurecimento volumétrico no qual o incremento do tamanho da superfície de fluência depende das deformações isotrópicas volumétricas.

Como parâmetros básicos, o modelo SS requer: POP, OCR, coeficiente de tensão lateral em repouso normalmente adensado ( $K_0^{NC}$ ),  $K_0$ ,  $\lambda^*$ ,  $\kappa^*$ ,  $c$ ,  $\phi$ ,  $\psi$  e coeficiente de Poisson de carga e descarga ( $\nu_{ur}$ ).

### 3.1.4. MODELO HARDENING SOIL (HS)

O Hardening Soil é um modelo avançado capaz de simular o comportamento de diversos tipos de solo, como coesivos e granulares. Ao contrário do modelo elasto-plástico perfeito, a superfície de escoamento do modelo não é fixa no espaço das tensões principais, mas pode se expandir devido a deformações plásticas e em função da tensão de pré-adensamento, como mostra a Figura 3.7. A capacidade do modelo para simular o comportamento do solo em situações de carga e descarga, a incorporação da representação do estado deformacional do solo em situações de compressão unidimensional (módulo edométrico,  $E_{oed}$ ) e a consideração da dependência da rigidez do solo em função de um estado de tensão específico (parâmetro  $m$ ) constitui o desenvolvimento mais importante do modelo de endurecimento (Nieto Leal, 2009).



**Figura 3.7:** Superfície de fluência do Modelo Hardening Soil (Nieto Leal, 2009).

Segundo Corrales (2018), o modelo HS considera tanto a teoria da elasticidade não-linear, quanto a plasticidade, uma vez que considera a variação da rigidez em função do estado de tensões, mediante a definição de três módulos de rigidez dependentes do nível de tensões: o módulo de carregamento de referência ( $E_{50}^{ref.}$ ), o módulo de descarregamento/re carregamento de referência ( $E_{ur}^{ref.}$ ) e o módulo edométrico de referência ( $E_{oed}^{ref.}$ ).

A expansão da superfície de fluência devido às deformações plásticas pode ser de dois tipos: endurecimento devido ao cisalhamento e endurecimento por compressão. A superfície de ruptura se define com o critério de MC.

No momento em que o solo é submetido a uma tensão desviadora primária, ocorre uma redução no seu módulo de rigidez e desenvolve uma deformação plástica irreversível (endurecimento por cisalhamento). Já quando o solo é sujeito a uma carga odométrica ou isotrópica, ele desenvolve deformações plásticas irreversíveis (endurecimento por compressão).

Apesar de esse modelo simular de jeito mais realista a dilatância do solo e poder ser aplicado tanto para argilas quanto para areias, ele possui a desvantagem de possuir um número elevado de parâmetros básicos necessários (13 parâmetros), o que dificulta seu uso.

### 3.2. ANÁLISES DRENADAS E NÃO-DRENADAS

Para solos saturados, é importante que se conheçam os tipos de análises que podem ser realizadas, seja em termos de tensões totais ou em termos de tensões efetivas. Dependendo do tipo de solo, das condições de drenagem ou de uma avaliação crítica da obra, podem ser utilizadas solicitações drenadas ou não-drenadas na determinação dos parâmetros de resistência  $c$  e  $\phi$ . A seguir são apresentados os principais tipos de análises, Tabela 3.1.

**Tabela 3.1:** Tipos de análises (modificada de Rodríguez, 2010).

<b>Tipo de análise</b>	<b>Parâmetros</b>	<b>Condição inicial</b>	<b>Modelo constitutivo</b>	<b>Aplicações</b>
Tensões totais	Não-drenados ( $E_u, \nu_u$ e $c_u$ )	Não precisa definir o valor inicial da poropressão.	MC, HS	Capacidade de carga e deslocamentos imediatos (análises de curto prazo), solos saturados.
Tensões efetivas	Drenados (parâmetros efetivos).	Drenada, sem aumento de poropressão inicial.	MC, SS, CCM, HS	Deslocamentos e carregamentos de longo prazo, qualquer tipo de solo.
		Não-drenada, com aumento de poropressão inicial.		Problemas relacionados com o processo de adensamento, solos saturados. Análises de curto e longo prazo.

### **3.2.1. ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES TOTAIS COM PARÂMETROS NÃO-DRENADOS**

Segundo Rodríguez (2010), usa-se esse tipo de análise quando se deseja simular um problema de curto prazo ou no final da construção, quando esta situação coincide com o momento mais crítico da obra. Supõe-se que a poropressão não tem tempo de ser dissipada, como nos casos de solos saturados com baixa permeabilidade para problemas de capacidade de carga ou recalques imediatos. Somente os modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil podem ser empregados para este tipo de análise. O autor ainda complementa que não é necessário definir a condição inicial de poropressão, visto que a análise é feita em termos de tensões totais.

Para este tipo de análise, parâmetros não-drenados ( $c_u$ ,  $E_u$  e  $\nu_u$ ) podem ser obtidos através de ensaios de campo (ensaio de paleta, CPTU) ou de ensaios de laboratório, como triaxiais tipo UU.

### **3.2.2. ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES EFETIVAS COM PARÂMETROS DRENADOS E CONDIÇÕES INICIAIS DRENADAS**

Para as análises em termos de tensões efetivas, utilizam-se os parâmetros efetivos de compressibilidade e de resistência do solo ( $c'$  e  $\phi'$ ). Conforme Rodríguez (2010), nesse caso, as tensões e deformações são obtidas ao final do processo de adensamento, sem levar em conta o que ocorre durante esse processo, uma vez que o fator tempo não está incluído e não há registro da evolução das poropressões. Pode-se utilizar este tipo de análise para qualquer tipo de solo para calcular os recalques e cargas de longo prazo.

Pode-se utilizar qualquer modelo constitutivo citado no item 3.1 deste trabalho.

### **3.2.3. ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES EFETIVAS COM PARÂMETROS DRENADOS E CONDIÇÕES INICIAIS NÃO-DRENADAS**

Utiliza-se essa análise quando se deseja conhecer o estado de tensões, deformações e recalques antes, durante e ao fim do processo de consolidação. É uma análise de curto e de longo prazo, nos casos de solos saturados. Durante o processo pode-se avaliar o excesso de poropressão. Utilizam-se os parâmetros efetivos de compressibilidade e de resistência do solo ( $c'$  e  $\phi'$ ).

## **3.3. MODELAGEM 3D DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO**

O software Plaxis 3D permite modelar o radier como elemento chamado *plate* e as estacas de duas formas distintas: como elementos de volume ou como elementos tipo *embedded beams*.



### 3.3.1. ELEMENTOS DE VOLUME

Conforme Freitas (2010), utilizam-se elementos de volume ou *volume piles* para criar estacas que ocupem um dado volume na geometria, embora não contemplem os efeitos de instalação. Podem ter seções transversais circulares ou quadradas (maciças ou tubulares) ou uma seção qualquer pré-definida. Oliveira (2015) complementa que esses elementos representam as estacas por meio de elementos de volume associados a elementos de interface para modelar a interação entre a estaca e o solo. O autor ainda afirma que a vantagem de se modelarem as estacas dessa maneira é ter um comportamento mais representativo, tanto sob a carga axial quanto a lateral, pois os elementos de interface permitem o deslizamento relativo entre a estaca e o solo lateralmente, ao contrário do que ocorre com elementos do tipo *embedded beam*.

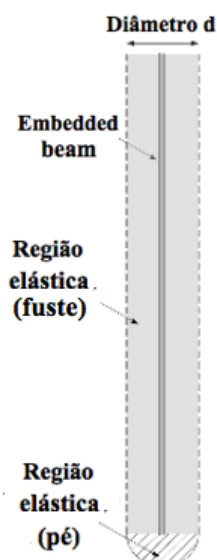
Para modelar esses elementos de volume, escolhe-se a forma da seção transversal e o comprimento desejado. Após a definição da geometria, o usuário atribui as propriedades desejadas do material da estaca.

Entretanto, o uso desse tipo de elemento apresenta a desvantagem de que a malha de elementos finitos deve ser fina, o que aumenta consideravelmente o tempo computacional. Alguns autores afirmam que, para que a análise seja viável, devem-se usar no máximo 25 estacas.

### 3.3.2. ELEMENTOS DO TIPO *EMBEDDED BEAMS*

Os *embedded beams* consistem em elementos do tipo viga que interagem com o solo circundante através de interfaces especiais (interface de pele e de pé). Embora este tipo de estaca não ocupe um volume real na modelagem, um volume particular em torno da estaca (zona elástica) é considerado (Figura 3.8). Nesta região a possibilidade de comportamento plástico é excluída e seu tamanho é função da geometria da estaca. Este artifício faz este tipo de estaca se comportar como um elemento contendo volume. De qualquer modo, os efeitos de instalação da estaca não são considerados e a interação estaca-solo é modelada no centro, ao invés de ocorrer no entorno da circunferência (Freitas, 2010).

Segundo Dao (2011), na região em que o comportamento plástico é negligenciado, a estaca se comporta quase como um elemento de volume, e por isso, pode-se dizer que o *embedded beam* é um modelo simplificado dos elementos de volume. O autor ainda afirma que os *embedded beams* já foram validados bastantes vezes tanto com os elementos de volume, quanto com os resultados reais de instrumentação e sempre mostraram resultados altamente satisfatórios.



**Figura 3.8:** Região elástica ao redor da *embedded beam* (Dao, 2011).

Em comparação com a estaca de volume, os *embedded beam* têm seus benefícios. Em primeiro lugar, ao ser criados, não são gerados pontos de geometria correspondentes, por isso, ao contrário da estaca de volume, o *embedded beam* não influencia a malha gerada, uma vez que esse elemento é apenas superposto nela. Portanto, o refinamento da malha é menor e o tempo para cálculos numéricos é reduzido. Além disso, por ser considerada uma estrutura de viga, a *embedded beam* pode fornecer diretamente os resultados das forças no output do software, o que não pode ser obtido a partir do modelo de estaca de volume (DAO, 2011).

Segundo Oliveira (2015), a interação do fuste da estaca com o solo é descrita por uma relação linear elástica perfeitamente plástica para as tensões cisalhantes, e linear elástica para as tensões normais. No caso da interação da ponta com o solo, a interação é descrita por uma relação linear elástica perfeitamente plástica do elemento de interface.

A capacidade de carga do *embedded beam* é considerada como um parâmetro a ser introduzido nas análises, ao invés de um resultado do cálculo do MEF. Sendo assim, o usuário deve conhecer previamente a resistência por atrito e por ponta do elemento de fundação.

Segundo o Manual de Referência do Plaxis 3D (2016), a conexão do topo da estaca com os demais elementos do modelo pode ser definida de três maneiras:

a) *Free*: o topo da estaca não é diretamente acoplado ao material em que está localizado, portanto não sofre restrição ao deslocamento no topo, mas a interação nos elementos de interface está presente;

b) *Hinged*: o deslocamento no topo da estaca está diretamente acoplado ao deslocamento do material no qual o topo da estaca está localizado, o que significa que ambos terão os mesmos deslocamentos. O momento é nulo no topo (rotação livre);

c) *Rigid*: o deslocamento e a rotação no topo da estaca estão acoplados ao deslocamento e rotação do material em que está localizado, fazendo com que a estaca tenha graus de liberdade rotacionais. Este modo deve ser utilizado quando o topo da estaca coincidir com elementos estruturais.

Conforme o que está exposto no Manual de Referência do Plaxis 3D (2016), após a geração da malha, os elementos viga são uma linha de três nós com seis graus de liberdade por nó: três graus de liberdade de translação ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ) e três graus de liberdade de rotação ( $\phi_x$ ,  $\phi_y$ ,  $\phi_z$ ). As matrizes de rigidez do elemento são numericamente integradas pelos quatro pontos de integração de Gauss. Estes elementos podem mudar o comprimento quando uma força axial é aplicada.

### 3.3.3. ELEMENTOS DE INTERFACE

Conforme Freitas (2010), para evitar descontinuidades na distribuição de tensões e deformações, já que são regiões de mudança abrupta de condições de contorno, o Plaxis 3D disponibiliza os elementos de interface, regidos pelo modelo elasto-plástico. Esses elementos permitem representar a ocorrência de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura.

Segundo o Manual de Referência do Plaxis 3D (2016), interfaces são elementos de junção a serem adicionados a placas ou geogrelhas, para permitir uma modelagem adequada da interação solo-estrutura. Pode-se usar esses elementos para simular zonas de contato entre a estaca e o solo; cantos ou repentinas mudanças das condições de contorno que possam gerar significativas variações nos valores de tensão e deformação não reproduzidos corretamente por elementos planos convencionais. A introdução de elementos de interface nestes casos melhora significativamente a qualidade dos resultados.

O Manual supracitado ainda complementa que cada elemento de interface tem atribuído uma espessura virtual, ou seja, uma dimensão imaginária utilizada para definir as propriedades deste elemento e quanto maior é a espessura virtual, maiores deformações elásticas são geradas. A espessura virtual é calculada em função de um fator que depende do tamanho global do elemento, o qual é determinado pelo grau de refinamento da malha. O valor padrão do fator da espessura virtual é 0,1, mas pode ser alterado de acordo com a necessidade do usuário.

Os elementos de interface são compostos por 12 nós coincidentes com os 6 nós de cada elemento de solo ou elemento de placa vizinhos.

A natureza e a magnitude da interação solo-estrutura são modeladas escolhendo-se um valor apropriado para o fator de redução de resistência da interface,  $R_{inter}$ , o qual relaciona a resistência da interface com a resistência do solo. Conforme o Manual de Referência do Plaxis 3D (2016), um modelo elasto-plástico é usado para descrever o comportamento das interfaces e o critério de Coulomb é usado para distinguir entre o comportamento elástico, onde pequenos deslocamentos podem ocorrer dentro da interface, e o comportamento da interface plástica quando deslizamentos permanentes podem ocorrer. Para que a interface permaneça elástica, a tensão de cisalhamento é dada pela Eq. 3.21:

$$|\tau| < -\sigma \tan \phi_i + c_i \quad (\text{Eq. 3.21})$$

Onde  $\sigma_n$  é a tensão efetiva normal;  $\phi_i$  e  $c_i$  são o ângulo de atrito e de coesão da interface, respectivamente.

Já para o comportamento plástico, a tensão de cisalhamento é dada pela Eq. 3.22:

$$|\tau| = -\sigma \tan \phi_i + c_i \quad (\text{Eq. 3.22})$$

As propriedades de resistência das interfaces estão ligadas às propriedades de resistência da camada de solo, e são calculadas a partir das propriedades do solo multiplicadas pelo fator de redução de resistência, aplicando as seguintes equações:

$$c_i = R_{inter} \cdot c \quad (\text{Eq. 3.23})$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \cdot \tan \phi \leq \tan \phi \quad (\text{Eq. 3.24})$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ para } R_{inter} < 1, \text{ caso contrário } \psi_i = \psi \quad (\text{Eq. 3.25})$$

Onde,  $\phi$  e  $\psi$  são o ângulo de atrito e o ângulo de dilatância do solo; e  $\psi_i$  é o ângulo de dilatância da interface.

Na Tabela 3.2 encontram-se os fatores de redução da resistência ( $R_{inter}$ ) propostos em função do tipo de interface.

**Tabela 3.2:** Fatores de redução (Tjie-liong (2014) adaptados de Brinkgreeve & Shen (2011)).

Tipo de interação	R <sub>inter</sub>
Areia/aço	≈0,6 -0,7
Argila/aço	≈0,5
Areia/concreto	≈1,0 – 0,8
Argila/concreto	≈1,0 – 0,7
Solo/geogrelha (interface não é necessária)	≈1,0

### 3.3.4. ELEMENTOS TIPO *PLATE*

Oliveira (2015) define os elementos tipo *plate* como elementos usados para modelar estruturas bidimensionais de pouca espessura e com uma rigidez à flexão significativa. León (2017) afirma que os parâmetros mais importantes são: a rigidez à flexão (EI) e a rigidez axial (EA). O autor ainda complementa que a partir destes dois parâmetros, o programa calcula uma espessura equivalente ( $d_{eq}$ ) com base na seguinte equação:

$$d_{eq} = \sqrt{12 * \frac{EI}{EA}} \quad (\text{Eq. 3.26})$$

Segundo o Manual de Referência do Plaxis 3D (2016), em relação à malha, os elementos tipo *plate* são compostos por placas triangulares de seis nós com seis graus de liberdade por nó: três graus de liberdade de translação ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ) e três graus de liberdade de rotação ( $\phi_x$ ,  $\phi_y$ ,  $\phi_z$ ). Os *plates* são baseados na teoria de Mindlin para placas, a qual permite que as deflexões do elemento sejam tanto pelos esforços de flexão quanto pelos esforços cortantes e os elementos podem sofrer deformação axial. Além disso, os elementos do tipo *plate* não admitem plastificação, apenas comportamento linear elástico.

## 3.4. EXEMPLOS DE MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS E RADIER ESTAQUEADO

Como foi dito anteriormente, a modelagem numérica possui inúmeras vantagens, como resultados acurados, simulação realista de problemas complexos e produz excelentes resultados aos projetos. Em vista disso, ela é amplamente utilizada para analisar problemas geotécnicos.

Na Tabela 3.3 são exemplificados alguns casos em que os autores utilizaram softwares baseados no MEF para estudar fundação em estacas e radier estaqueado.

**Tabela 3.3:** Pesquisas relacionadas a fundações utilizando modelagem numérica com MEF.

Autor(es) e ano	Pesquisa
Jeong <i>et al.</i> (1997)	Investigaram o atrito negativo em estacas flutuantes e de ponta assentes em solos moles, utilizando o software ABAQUS. Foram consideradas estacas isoladas e em grupo, além de radier flexível.
Sales <i>et al.</i> (2000)	Compararam alguns métodos numéricos utilizados na análise de fundações em radier estaqueado. Os autores reanalisaram três exemplos clássicos (Butterfield e Banerjee (1971), Ottaviani (1975) e Kuwabara (1989)) baseados em conceitos numéricos diferentes.
Cunha <i>et al.</i> (2000)	Apresentaram resultados de uma simulação numérica de uma casa localizada em Uppsala, Suécia, fundada sobre uma camada de argila marinha e com fundação de radier estaqueado. Utilizaram os programas GARP6 e DEFPIG.
Cunha <i>et al.</i> (2001)	Utilizaram o software GARP6 para avaliar o comportamento de um radier estaqueado retangular submetido a cargas verticais assente em um depósito de argilas rígidas, o qual foi construído para suportar um edifício residencial em um subúrbio de Tóquio.
Comodromos e Bareka (2005)	Analisaram a influência do atrito negativo em estacas utilizando análises tridimensionais para uma estaca isolada e grupo de estacas.
Meneses (2007)	Simulou no programa SAP2000 um ensaio de carga lateral sobre um grupo de 3x3 estacas em areias sobrejacentes à argila relatado no trabalho de Rollins <i>et al.</i> (2005), e comparou os valores obtidos de momentos fletores e deslocamentos através do modelo computacional elaborado com os valores correspondentes medidos e calculados pelos autores.
Freitas (2010)	Analisou o efeito de instalação de estacas cravadas em areia, que promove um aumento da compacidade do solo e de seus parâmetros de resistência e deformabilidade, em conjunto

	com o efeito de grupo. A autora utilizou o software PLAXIS 3D Foundation.
Sales <i>et al.</i> (2010)	Utilizaram o software GARP para analisar dois casos conhecidos de radier estaqueado (Hyde Park Barracks, em Londres e o Edifício Messeturm, em Frankfurt) e um edifício mais novo de Frankfurt, o Skyper Tower.
Dao (2011)	Validou-se elementos do tipo <i>embedded beams</i> com forças laterais causadas por forças externas e por movimentos do solo causados por aterro recente, utilizando PLAXIS 3D.
El-Mossallamy <i>et al.</i> (2013)	Fizeram uma retroanálise utilizando o programa PLAXIS 2D de um modelo axissimétrico de elementos finitos, do estudo de caso realizado por Indraratna <i>et al.</i> (1992).
Rodríguez <i>et al.</i> (2015)	Realizaram análises de elementos finitos utilizando o programa PLAXIS para otimizar o projeto de fundação de estacas flutuantes assentes nas argilas moles típicas da Cidade do México, as quais são sujeitas a carregamentos externos e consolidação do solo devido, especialmente, à exploração de água subterrânea para suprir a necessidade da população crescente.
Oliveira (2015)	Utilizou o programa PLAXIS 3D para modelar um experimento de estacas pré-moldadas de concreto armado que atravessam uma camada de argila muito mole sob um aterro recente. O experimento foi realizado na Vila dos Atletas dos Jogos Olímpicos Rio 2016, na Baixada de Jacarepaguá, RJ.
Marjanovic <i>et al.</i> (2016)	Apresentaram uma visão geral de diferentes técnicas de modelagem de grupos de estacas com carga lateral usando o PLAXIS 3D. Os autores utilizaram <i>embedded beams</i> e elementos de interface na simulação.
León (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 da UnB. O autor utilizou os programas PLAXIS 2D e 3D.

## **4. ESTUDO DE CASO: ATRITO NEGATIVO DE GRUPOS DE ESTACAS ASSENTES NOS SOLOS MOLES DA CIDADE DE MÉXICO**

### **4.1. DESCRIÇÃO GERAL DO ESTUDO DE CASO**

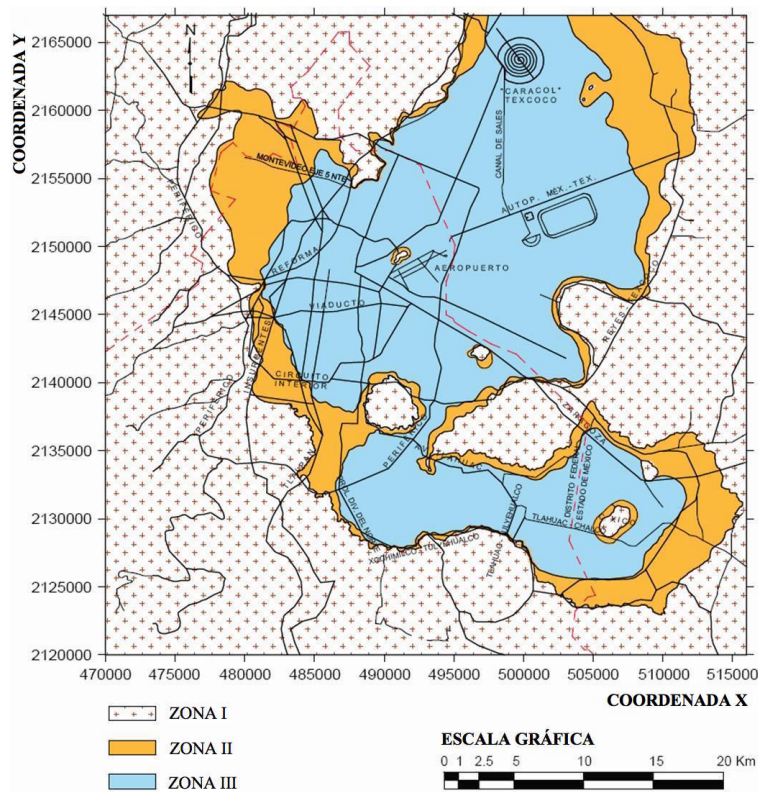
As argilas lacustres da Cidade do México são bastante conhecidas ao redor do mundo devido a suas péssimas condições geotécnicas. Por este motivo, Auvinet e Juárez (2011) reconhecem que a caracterização do subsolo da Cidade do México é um trabalho sem fim que vem sendo estudado desde a formação da capital mexicana.

Até o final do século XVIII, o vale do México era uma bacia fechada com vários lagos rasos, como o lago de Texcoco. Então, a capital do império Asteca, chamada Tenochtitlan, foi construída em uma pequena ilha do lago Texcoco. Entre 1637 e 1789, o vale se transformou em uma bacia aberta quando um canal de 7km de comprimento e mais de 50m de profundidade, chamado Canal Nochistongo, foi escavado à mão. Progressivamente, os lagos foram sendo drenados através desse canal e posteriormente, através dos túneis de Tequisquiac e pelo sistema de drenagem. Hoje, os lagos praticamente desapareceram. Assim, uma grande parte da Cidade do México foi construída sob sedimentos lacustres, que são argilas vulcânicas altamente compressíveis intercaladas com camadas de silte, areia e pedregulhos arenosos de origem aluvial (Auvinet e Rodríguez, 2015).

De acordo com Ovando-Shelley e Santoyo (2001), a prevalência de um ambiente lacustre durante longos períodos propiciou a deposição de grandes volumes de cinzas volantes e outros materiais que foram empurrados para dentro do lago por fluxos de água provenientes das terras mais altas e pelos ventos. Com o tempo, a degradação química desses materiais formou as argilas e os sedimentos argilosos.

Juárez *et al.* (2016) alegam que região urbana da Cidade do México é dividida em três zonas geotécnicas distintas, como mostra a Figura 4.1. A Zona I é conhecida como área de Morros, a qual, segundo Rodríguez (2010), está constituída por solos vulcânicos heterogêneos muito compactos. A Zona II é a chamada de Transição, que está localizada entre as duas outras zonas e possui estratos alternados de argilas de origem lacustre com depósitos aluviais arenosos. Por fim, a Zona III é a de Lago, onde se encontram solos moles altamente compressíveis. O autor ainda afirma que as maiores dificuldades com as fundações de edifícios de grandes dimensões se encontram nas zonas II e III.





**Figura 4.1.** Zonas geotécnicas da Cidade do México (Juárez *et al.*, 2016).

Ovando-Shelley e Santoyo (2001) ressaltam que em meados do século XIX, o bombeamento de poços profundos induziu a subsidência regional na cidade e assentamentos diferenciais adicionais foram causados nos edifícios antigos.

Segundo Rodríguez (2010), essa subsidência regional afeta também as fundações profundas do vale do México. Isso se deve ao fato de que ao bombear água, ocorre um rebaixamento das pressões intersticiais, aumentando as tensões efetivas atuantes no subsolo e conseqüentemente, as deformações e recalques, o que afeta de forma significativa o comportamento das fundações profundas. Para Ovando-Shelley *et al.* (2007), a extração de água dos aquíferos fornece cerca de dois terços do suprimento da cidade e, por isso, é bastante improvável que pare ou reduza no futuro, devido à tendência de expansão urbana observada nas últimas décadas.

Conforme Tamez *et al.* (1997), de 1900 a 1920, a taxa de recalque no centro da cidade era de 3cm/ano. Em 1940, a taxa passou a ser de 13cm/ano e no início de 1950, alcançou os 26cm/ano. Ovando-Shelley *et al.* (2007) afirmam que a subsidência total ao longo dos últimos 100 anos com respeito a um ponto de referência chega a mais de 8 metros em algumas áreas da cidade.

## 4.2. INFORMAÇÕES DISPONÍVEIS

### 4.2.1. ESTRATIGRAFIA

Para que a modelagem numérica seja representativa da zona lacustre da Cidade do México, foi utilizado o mesmo perfil estratigráfico de Rodríguez (2010), o qual representa um solo proveniente do oriente da cidade, perto do lago, hoje desaparecido, Texcoco. O autor retirou as informações através do banco de dados do Sistema de Informação Geográfica (SIG,2008) do Instituto de Engenharia da Universidade Nacional Autônoma do México (UNAM), o qual apresenta um grande número de estudos realizados na área considerada, como ensaios de penetração de cone (CPT), sondagens à percussão (SPT) combinadas com amostragem inalterada com tubos Shelby, piezômetros e testes laboratoriais triaxiais e de adensamento unidimensional.

O perfil estratigráfico utilizado na análise numérica está apresentado a seguir (Figura 4.2) e nota-se que ele está composto por oito camadas típicas da zona lacustre: crosta seca e úmida, formação argilosa superior (#1, #2 e #3), capa dura (CP), formação argilosa inferior (FAI) e os depósitos profundos (DP).

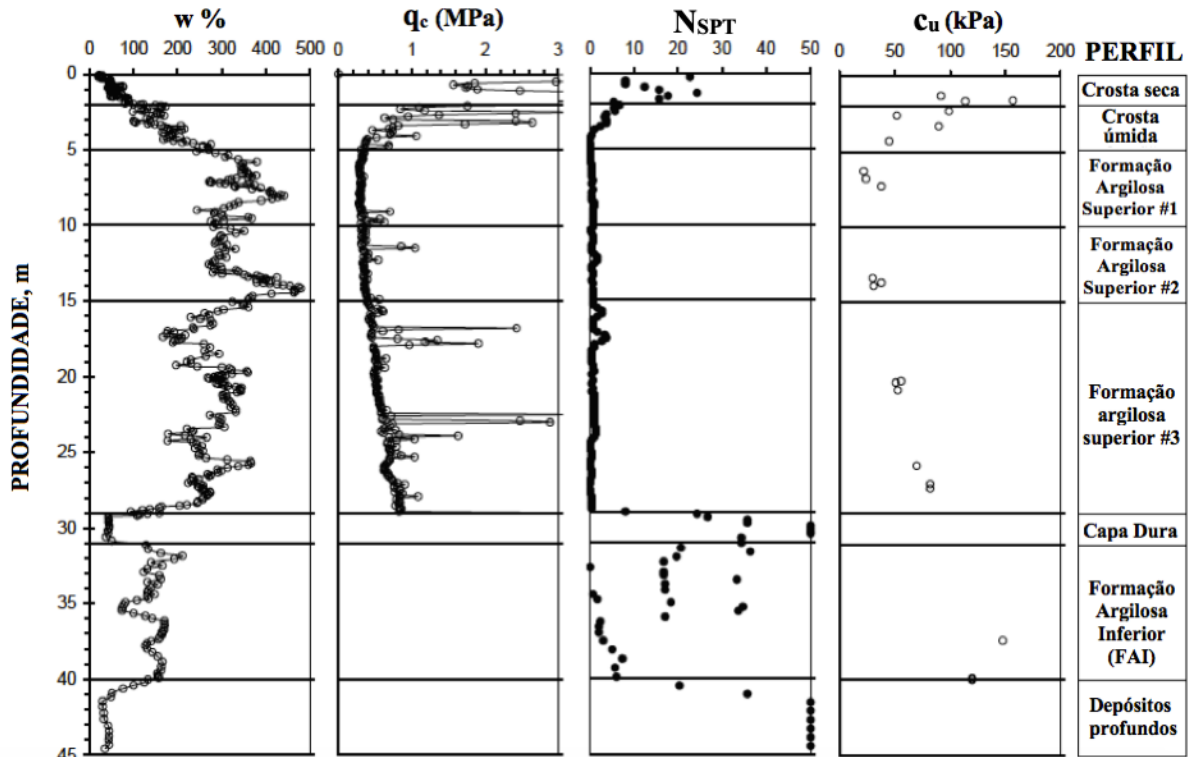


Figura 4.2. Perfil estratigráfico da Cidade do México obtido de Rodríguez (2010).

Na Figura 4.2, observa-se a umidade do solo ( $w\%$ ), a resistência de ponta de uma sondagem CPT ( $q_c$ ), o número de golpes do ensaio SPT ( $N_{SPT}$ ) e a resistência ao cisalhamento não drenada ( $c_u$ ), obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial do tipo UU (não consolidado e não drenado) das camadas de solo.

Conforme Rodríguez (2010), a crosta seca, que vai até 2m de profundidade, é formada por argilas de consistência muito rígida com uma umidade média de 55% e uma alta carga de pré-adensamento devido a ciclos de umedecimento e secagem. Abaixo dela, tem-se a crosta úmida, até 5m de profundidade, constituída de uma argila pré-adensada de consistência média a semirrígida abaixo do nível freático, o qual está a 2m abaixo da superfície. A umidade média dessa camada é de 170%. De 5m a 29m, tem-se a Formação Argila Superior, dividida em três partes, em função da umidade e do grau de pré-adensamento conforme o exposto na Tabela 4.1:

**Tabela 4.1:** Umidade média e OCR das camadas FAZ, retiradas de Rodríguez (2010).

Camada	Umidade média ( $w\%$ )	Grau de pré-adensamento (OCR)
FAS #1	340	1,6
FAS #2	350	1,1
FAS #3	270	1,1

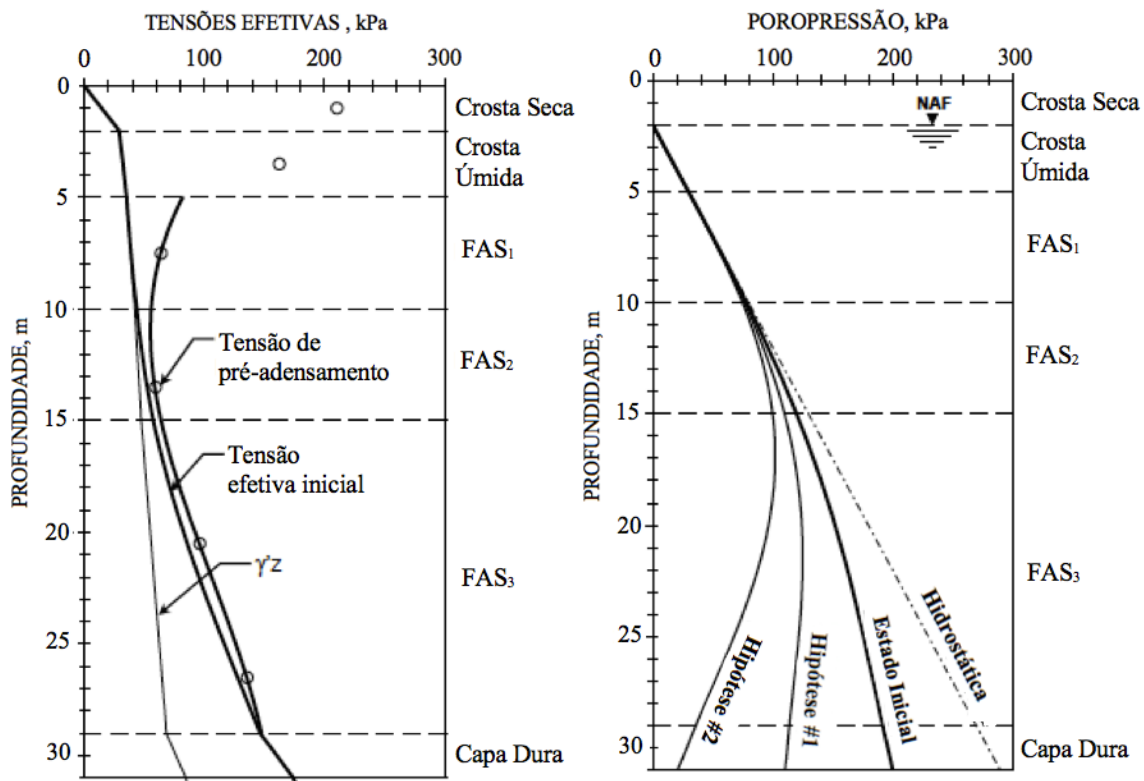
O pré-adensamento das argilas da FAS é devido às variações do lençol freático durante as temporadas de chuva e seca. As tensões de pré-adensamento foram obtidas a partir de ensaios odométricos unidimensionais.

Ainda segundo Rodríguez (2010), de 29m a 31m, tem-se a Capa Dura, formada por areias argilosas densas a muito densas e com umidade média de 30%. De 31m a 40m de profundidade, encontra-se a Formação Argilosa Inferior, composta por argilas altamente compressíveis de consistência mole, intercaladas com algumas lentes de argilas arenosas com umidade média de 140%. Por fim, têm-se os depósitos profundos, constituídos de areias e cascalhos siltosos de compacidade muito densa e umidade média de 40%.

Para a modelagem numérica, considerou-se no perfil estratigráfico apenas até a Capa Dura, visto que as tensões e deslocamentos nas camadas abaixo não são relevantes para o estudo.

#### 4.2.2. CONDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

Rodríguez (2010) elaborou um gráfico no qual se observa o estado inicial das tensões no solo, como mostra a Figura 4.3.



**Figura 4.3:** a) Estado inicial de tensões efetivas e b) condições piezométricas (Rodríguez, 2010).

O gráfico da Figura 4.3.a foi feito calculando a tensão geostática e assumindo que o nível freático se encontra constante a 2m abaixo da superfície. Essa profundidade foi obtida através de medições realizadas em tubos de observação e piezômetros abertos, instalados em lentes permeáveis a distintas profundidades na FAS e na CD. As tensões geostáticas foram obtidas a partir da multiplicação da altura de cada camada com seu peso específico efetivo. Posteriormente, as tensões efetivas iniciais foram determinadas somando-se as tensões geostáticas com o abatimento das pressões intersticiais. Já as tensões de pré-adensamento foram estimadas a partir de testes de adensamento unidimensional. Observa-se que a crosta seca apresenta evidências de pré-adensamento significativo, e isso é explicado devido aos ciclos de molhagem e secagem a que essa camada foi submetida.

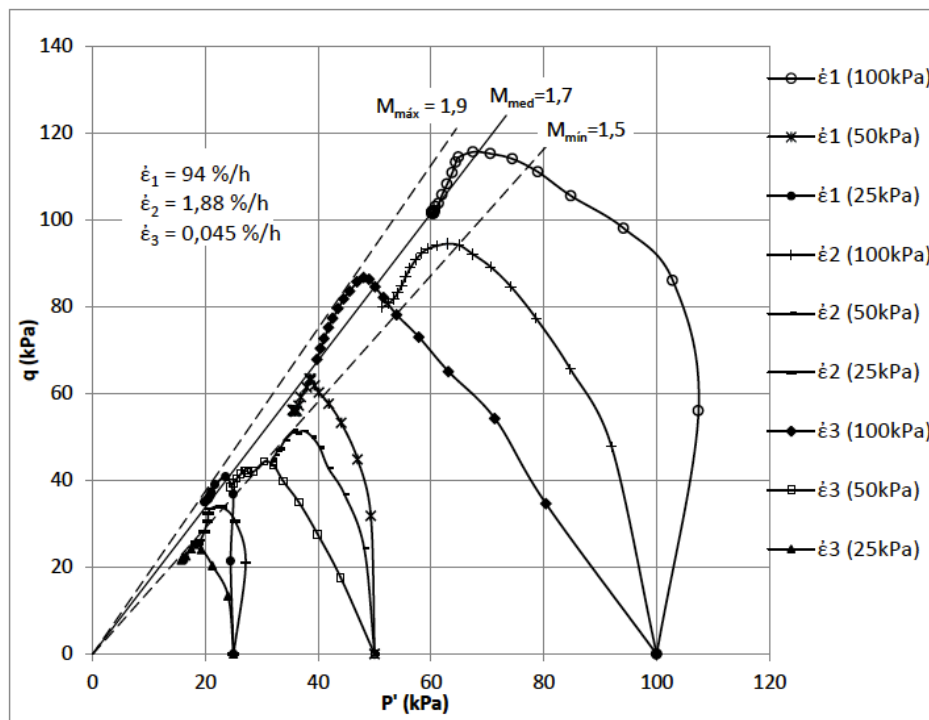
Já o gráfico da Figura 4.3.b representa a condição piezométrica do modelo geotécnico típico do Vale do México. O estado inicial de poropressão é considerado um rebaixamento da condição hidrostática causado pelo bombeamento da água do subsolo e seus valores são representativos da área de estudo. As hipóteses de abatimento para analisar a subsidência regional no futuro através da modelagem numérica são chamadas de Hipótese 1, a qual representa uma condição moderada de abatimento das poropressões, e Hipótese 2, que reproduz um caso extremo, mas ainda dentro das circunstâncias do vale.

### 4.2.3. MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS

Como os estratos de solo apresentam graus de consolidação distintos, o comportamento dos materiais deve ser estudado utilizando modelos constitutivos realistas. Assim, para a crosta seca e úmida e capa dura, empregou-se o modelo Mohr-Coulomb, o qual foi utilizado de forma satisfatória por Rodríguez (2010) para simular essas camadas. Já para as camadas FAS foi utilizado o Modelo Cam-Clay Modificado (CCM), que foi validado para as argilas da Cidade do México por Pacheco (2017), a qual comparou resultados de ensaios de laboratório realizados por Alberro e Hriart (1973) de uma zona lacustre da Cidade do México com resultados da modelagem numérica realizada por ela.

Alberro e Hriart (1973) fizeram 20 ensaios do tipo CU (consolidado não-drenado) com medição de poropressão, três ensaios UU (não-consolidado não-drenado), seis ensaios CD (consolidado drenado) e 19 ensaios de cisalhamento direto, com amostras indeformadas.

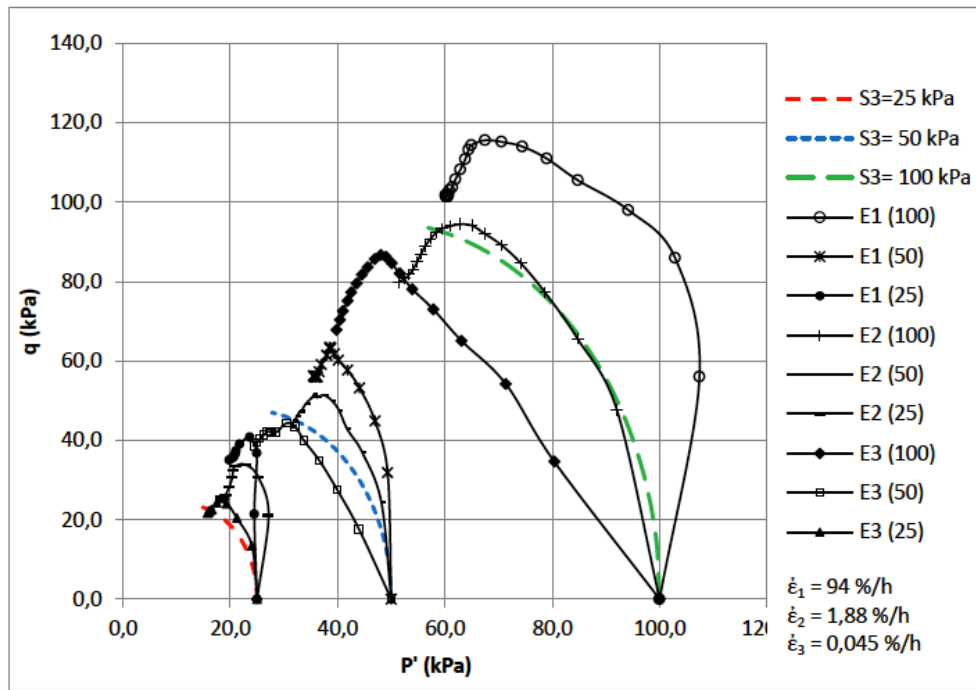
A Figura 4.4 apresenta as trajetórias de tensões efetivas obtidas a partir dos resultados dos ensaios CU, para diferentes valores de tensão confinante ( $\sigma_3=25, 50$  e  $100$  kPa) e de velocidades de deformação ( $\dot{\epsilon}_1=94\%/hora$ ,  $\dot{\epsilon}_2=1,88\%/hora$ ,  $\dot{\epsilon}_3=0,045\%/hora$ ).



**Figura 4.4:** Trajetórias de tensões e valores M obtidos através dos ensaios CU realizados por Alberro e Hriart (1973). (Pacheco, 2017).

Pacheco (2017) simulou os ensaios através dos elementos finitos usando Cam-Clay Modificado e obteve trajetórias de tensões para os três valores da tensão confinante e não foi

levada em conta a velocidade de aplicação da tensão desviadora, pois o modelo desconsidera esse comportamento (Figura 4.5). As linhas pretas contínuas representam os resultados dos ensaios e as coloridas pontilhadas, os resultados numéricos.

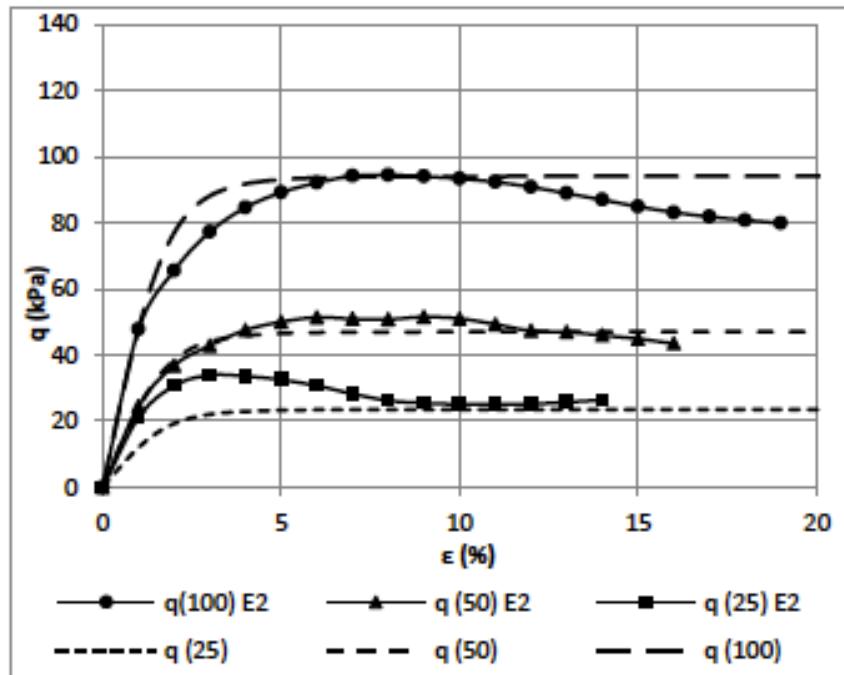


**Figura 4.5:** Comparação das trajetórias de tensões efetivas utilizando Cam-Clay Modificado (Pacheco, 2017).

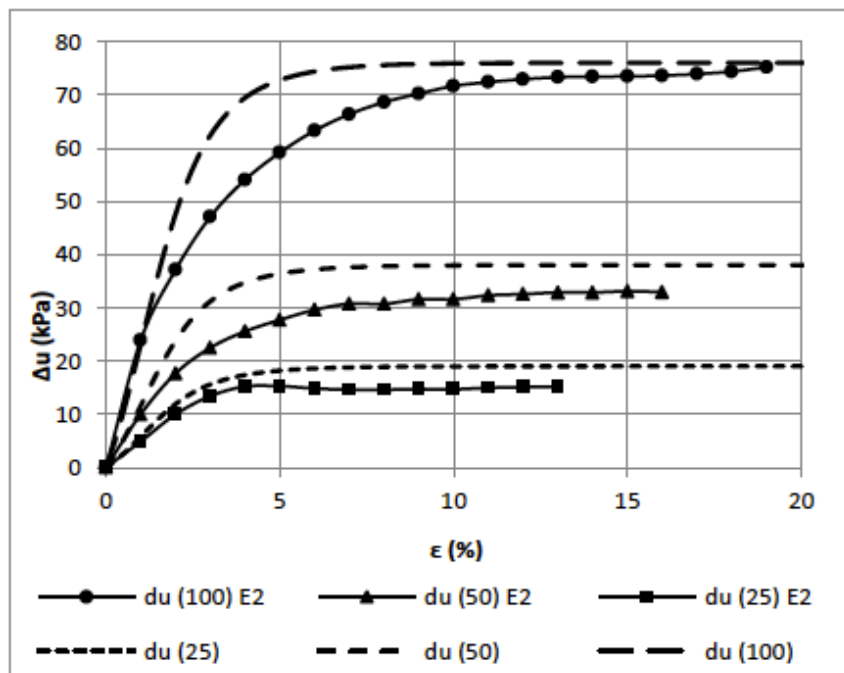
Através da Figura 4.5, nota-se que a curva numérica para a velocidade de aplicação de tensão desviadora de 1,88%/hora se aproxima satisfatoriamente da curva experimental.

Pacheco (2017) também comparou as variações da tensão desviadora com a deformação axial, como mostra a Figura 4.6. Além disso, a autora comparou as variações de acréscimo de poropressão com a deformação axial (Figura 4.7).

Para todas as análises foram feitas comparações para os três valores de tensões e para as três velocidades de deformação axial. Entretanto, como esse não é o foco da presente pesquisa, apresentam-se apenas resultados para velocidade de 1,88%/hora. Os resultados dos ensaios estão exibidos pelas linhas contínuas e os resultados da modelagem numérica estão apresentados pelas linhas pontilhadas.



**Figura 4.6:** Tensão desviadora x deformação axial para velocidade de 1,88%/h (Pacheco, 2017).



**Figura 4.7:** Acréscimo de poropressão x deformação axial para velocidade de 1,88%/hora (Pacheco, 2017).

Através das Figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7, pode-se perceber que o modelo constitutivo Cam-Clay Modificado simula de forma satisfatória o comportamento das argilas moles da Cidade do México.

Por fim, para as estacas no caso de elementos de volume, utilizou-se o modelo elástico-linear.

#### 4.2.4. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE

Como a análise numérica foi feita em termos de tensões efetivas considerando parâmetros drenados e condições iniciais não-drenadas, então foram utilizados os parâmetros efetivos de resistência e compressibilidade do solo. A Tabela 4.2 e a Tabela 4.3 apresentam as propriedades de cada camada de acordo com os modelos constitutivos adotados.

**Tabela 4.2:** Propriedades de resistência Modelo Mohr-Coulomb, retiradas de Rodríguez (2010).

Camada	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kPa)	$\nu'$	$\phi'$ (°)	K <sub>0</sub>
Crosta seca	14,5	4.825	0,25	55	1,17
Crosta úmida	12	3.444	0,25	47	0,82
Capa Dura	18	10.000	0,33	45	0,29

**Tabela 4.3:** Propriedades de resistência Modelo Cam-Clay Modificado, retiradas de Rodríguez (2010).

Camada	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	e <sub>0</sub>	$\lambda$	$\kappa$	POP (kPa)	$\nu$	K <sub>0</sub>	M
FAS#1	11,4	8,7	3,35	0,204	25	0,30	0,44	1,77
FAS#2	11,1	10,0	3,30	0,230	5	0,30	0,38	1,64
FAS#3	11,5	7,2	2,73	0,145	10	0,30	0,38	1,64

Conforme Rodríguez (2010), os valores de  $\phi'$  e M foram obtidos por ensaios triaxiais do tipo CD e CU publicados por Marsal e Mazari (1959), Marsal e Salazar (1960), Lo (1962), Alberro e Hiriart (1973) e Villa (2004). Já os valores de e<sub>0</sub>,  $\lambda$ ,  $\kappa$ , POP e E' foram obtidos através de ensaios odométricos unidimensionais de diversos estudos do SIG (2008) e foram calibrados com alguns ensaios odométricos triaxiais.

Díaz-Rodríguez (2003) afirma que as propriedades mecânicas exclusivas dos solos da Cidade do México representam valores extremos na maioria dos gráficos de engenharia geotécnica, e isso pode ser observado nas Tabela 4.2 e Tabela 4.3. As crostas seca e úmida e a capa dura apresentam ângulos de atrito muito altos, mas módulos de elasticidades muito baixos. As camadas argilosas possuem peso específico também bastante baixos. Segundo Díaz-



Rodríguez *et al.* (1992), de fato, os sedimentos lacustres da Cidade do México são incomuns. O teor de água pode ultrapassar 500%, o índice de plasticidade frequentemente excede 300% e o índice de compressão  $C_c$  pode ser tão alto quanto 10. Enquanto o ângulo de atrito diminui à medida que o índice de plasticidade aumenta para a maioria dos solos argilosos, os sedimentos da Cidade do México apresentam um ângulo de atrito comparável em magnitude aos das areias, pois elas perdem coesão a longo prazo, ficando puramente com atrito.

Adicionalmente, na Tabela 4.4 se mostram as permeabilidades características de cada camada consideradas na modelagem numérica.

**Tabela 4.4:** Permeabilidades das camadas, retiradas de Rodríguez (2010).

Camada	k (m/ano)
Crosta seca	$8,64 \times 10^{-3}$
Crosta úmida	$8,64 \times 10^{-6}$
FAS	$8,64 \times 10^{-6}$
Capa Dura	$8,64 \times 10^{-2}$

### 4.3. DEFINIÇÃO DOS CASOS DE ANÁLISE

#### 4.3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

Baseando-se na experiência dos engenheiros da Cidade do México, as estruturas que possuem fundação com estacas flutuantes encontram-se geralmente em uma mesma faixa de altura e largura em planta. Assim, foram consideradas nas análises fundação em radier estaqueado com as seguintes características:

a) Fundações correspondentes a estruturas leves e pequenas com cinco níveis: radier quadrado ( $B=L$ ) com 15m de lado;

b) Fundações correspondentes a estruturas altas e pesadas com dez níveis: radier quadrado ( $B=L$ ) com 30m de lado.

Vale ressaltar que o radier estaqueado está localizado no nível natural do terreno.

Para a fundação, foram utilizadas estacas de concreto flutuantes quadradas de 0,4 m de lado (com diâmetro equivalente de 0,5 m) e 25 m de comprimento. O modelo constitutivo empregado foi o elástico-linear, no caso da modelagem utilizando elementos de volume.

**Tabela 4.5:** Propriedades das estacas.

-	B = L (m)	Comprimento (L <sub>p</sub> ) (m)	E (kPa)	v	γ (kN/m <sup>3</sup> )
Estacas	0,4	25	$25 \times 10^6$	0,15	24

Em relação ao radier, desejou-se analisar os efeitos de rigidez do mesmo. Dessa forma, foram realizadas análises considerando radier flexível e radier rígido. Para evidenciar ainda mais o atrito negativo desenvolvido na fundação, não foi considerado na modelagem o peso específico da laje, apenas a sua espessura. Na Tabela 4.6 encontram-se os parâmetros utilizados:

**Tabela 4.6:** Propriedades do radier.

Radier	Espessura (m)	$\nu$	E (kPa)
Flexível	0,05	0,15	$25 \times 10^6$
Rígido	2,00	0,15	$25 \times 10^6$

Já que o solo estudado foi o da Cidade do México, então foi utilizada a Norma Técnica Complementar para Projeto e Construção de Fundações, do México, a qual propõe verificar a segurança da fundação em termos de capacidade de carga e de deformações.

## 4.3.2. ANÁLISE EM TERMOS DE CAPACIDADE DE CARGA

### 4.3.2.1. CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA

Para projetos em termos de capacidade de carga, a Norma Técnica da Cidade do México propõe que as estacas flutuantes podem ser usadas para suportar o peso total da estrutura e garantir sua estabilidade. Neste caso, em solos moles em processo de adensamento, o radier pode perder o contato com o piso de apoio (ver Figura 2.6), então, é prudente considerar que ele não contribui para a capacidade de carga global.

A partir da metodologia proposta por De Sanctis e Mandolini (2006) descrita no item 2.2.4, verificou-se que a fundação é radier estaqueado. Entretanto, a Norma Técnica da Cidade do México propõe calcular como grupo de estaca, para caso haja o deslocamento da laje, as estacas receberem 100% do carregamento.

Ainda segundo a Norma, ao negligenciar a capacidade de carga do sistema de radier, deve então ser verificado para cada estaca individual, para cada um dos vários subgrupos de estacas e para a fundação como um todo, o cumprimento da seguinte desigualdade para as diferentes combinações de ações verticais consideradas:

$$\Sigma QF_C < R_T \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Onde:

-  $\Sigma QF_C$ : a soma das ações verticais a tomar em conta a combinação considerada no nível do radier, afetada por seu respectivo fator de carga;

-  $R_T$ : capacidade de carga total da estaca, dada pela Equação 4.2:

$$R_T = (C_P + C_F)N_P \quad (\text{Eq. 4.2})$$

- $C_P$ : capacidade de carga por ponta;
- $C_F$ : capacidade de carga por aderência lateral;
- $N_P$ : número de estacas.

A capacidade de carga por ponta para solos coesivos é obtida através da Equação 4.3:

$$C_P = (c_u N_C F_R + P_V) A_P \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Onde:

- $c_u$ : coesão aparente do solo da resistência não-drenada, determinada no ensaio triaxial UU;
- $N_C$ : coeficiente de capacidade de carga definido pela Tabela 4.7 proposto pela Norma:

**Tabela 4.7:** Coeficiente  $N_C$ .

Coeficiente $N_C$			
$\phi_u$	0°	5°	10°
$N_C$	7	9	13

- $F_R$ : fator de resistência igual a 0,7.
- $P_V$ : tensão vertical total na profundidade do radier pelo peso do próprio solo.
- $A_P$ : área transversal da base da estaca.
- $\phi_u$ : ângulo de atrito não-drenado.

Assim, a capacidade de carga por ponta de uma estaca individual de atrito foi calculada a partir dos parâmetros resumidos na Tabela 4.8.

**Tabela 4.8:** Parâmetros de cálculo da capacidade de carga por ponta de uma estaca.

Parâmetro	Comentário	Valor utilizado
$c_u$	Como a estaca está assente na FAS #3, a coesão aparente utilizada é a desta camada.	70 kPa
$N_C$	Retirado da Tabela 4.7.	7
$F_R$	Da Norma	0,7
$P_V$	Calculado multiplicando o peso específico de cada camada pela sua espessura.	292,5 kN
$A_P$	$(\pi \cdot d^2)/4$	0,1963 m <sup>2</sup>

$$C_P = (70 \cdot 7 \cdot 0,7 + 292,5) \cdot 0,1963 = 124,7 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Desta forma, a capacidade de carga de ponta de uma estaca individual é dada por 124,7 kN. Pode-se afirmar que este é um valor alto de resistência de ponta para uma estaca flutuante

assente em uma camada argilosa muito mole. Entretanto, essa camada está próxima da Capa Dura e ela vem experimentando adensamento ao longo do tempo devido ao bombeamento de água. Por este motivo, a FAS #3 fica mais resistente do que a camada argilosa acima dela, com uma resistência não-drenada de 70kPa e assim, existe uma considerável contribuição da ponta da estaca.

A capacidade de carga por aderência lateral é calculada pela Equação 4.5, também proposta pela Norma:

$$C_F = A_L f F_R \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Onde:

- $A_L$  é área lateral da estaca;
- $f$  é a aderência lateral média estaca-solo;
- $F_R$  é o fator de resistência igual a 0,7.

Assim, a carga por aderência lateral de uma estaca individual de atrito foi calculada a partir dos parâmetros resumidos na Tabela 4.9.

**Tabela 4.9:** Parâmetros utilizados para cálculo da capacidade de carga lateral de uma estaca.

Parâmetro	Comentário	Valor utilizado
$A_L$	$(\pi \cdot D) \cdot L_p$	39,3 m <sup>2</sup>
$f$	Calcula-se através de uma média ponderada das coesões de cada camada.	57,4 kPa
$F_R$	Da Norma	0,7

$$C_F = 39,3 \cdot 57,4 \cdot 0,7 = 1579,1 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 4.6})$$

Por fim, a capacidade de carga total de uma estaca individual ( $R_T$ ) foi calculada pela soma das duas capacidades de carga encontradas anteriormente, tendo assim,  $R_T = 1.703,8 \text{ kN}$ .

#### 4.3.2.2. NÚMERO DE ESTACAS E ESPAÇAMENTO

Para o número de estacas, seguindo a Norma, compararam-se os resultados das Equações 4.7 e 4.8 a fim de encontrar o número ótimo de estacas para que o sistema passe a trabalhar em grupo, ou seja, abaixo desse valor ótimo, consideram-se que as estacas estão trabalhando de forma individual.

$$R_1 = (C_P + C_F) N_P \quad (\text{Eq. 4.7})$$

$$R_2 = C_p N_p + Q_G \quad (\text{Eq. 4.8})$$

Onde:

-  $N_p$  é o número de estacas.

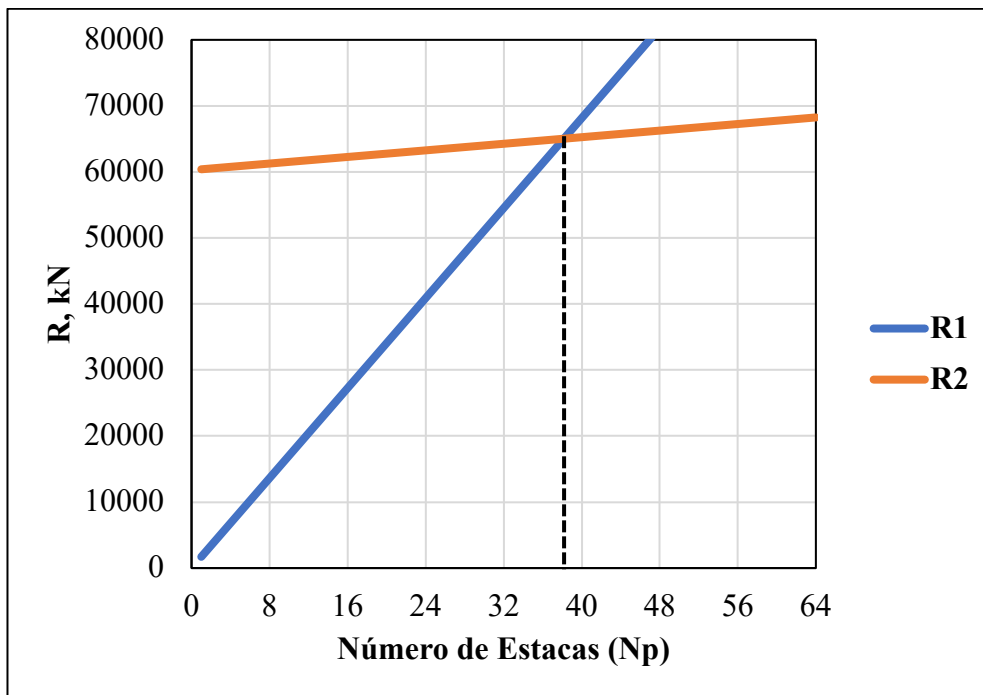
-  $R_1$  é a capacidade de carga do conjunto, considerando a capacidade de carga total de uma estaca individual multiplicada pelo número de estacas;

-  $R_2$  é a capacidade de carga do grupo, considerando a soma entre a capacidade de carga por ponta das estacas com a capacidade de aderência de uma estaca de geometria igual à envolvente do grupo de estacas ( $Q_G$ ), a qual é calculada pela Equação 4.9:

$$Q_G = A_L \cdot c_u \cdot F_R \quad (\text{Eq. 4.9})$$

No qual,  $A_L$  é a área do grupo, dada pelo perímetro do radier multiplicado pelo comprimento das estacas.

A partir das Equações 4.7 e 4.8, foram plotados dois gráficos: um referente ao grupo de estacas com laje 15x15m (Figura 4.8) e o outro para 30x30m (Figura 4.10).



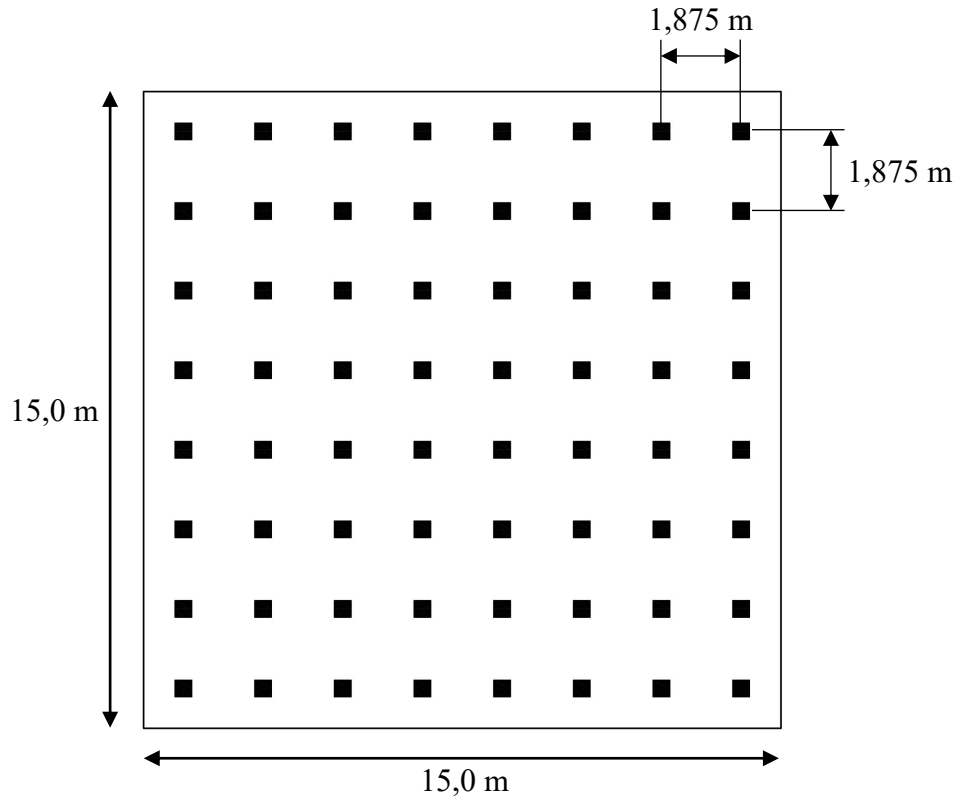
**Figura 4.8:** Número de estacas para grupo de estacas com laje 15x15m, no ELU.

Observa-se pela Figura 4.8 que o número ótimo para o grupo com laje de 15x15m, no ELU, é de 39 estacas. Isso significa que a partir dessa quantidade, as estacas passam a trabalhar em grupo. Entretanto, desejou-se obter arranjos quadrados de estacas a fim de diminuir o número de variáveis, visto que o espaçamento entre elas na horizontal e na vertical fica o mesmo. Sendo assim, utilizou-se uma quantidade final de 64 estacas, ou seja, um arranjo quadrado de 8x8.

O espaçamento entre as estacas calculado foi igual a 1,875m, obtido a partir da Equação 4.10:

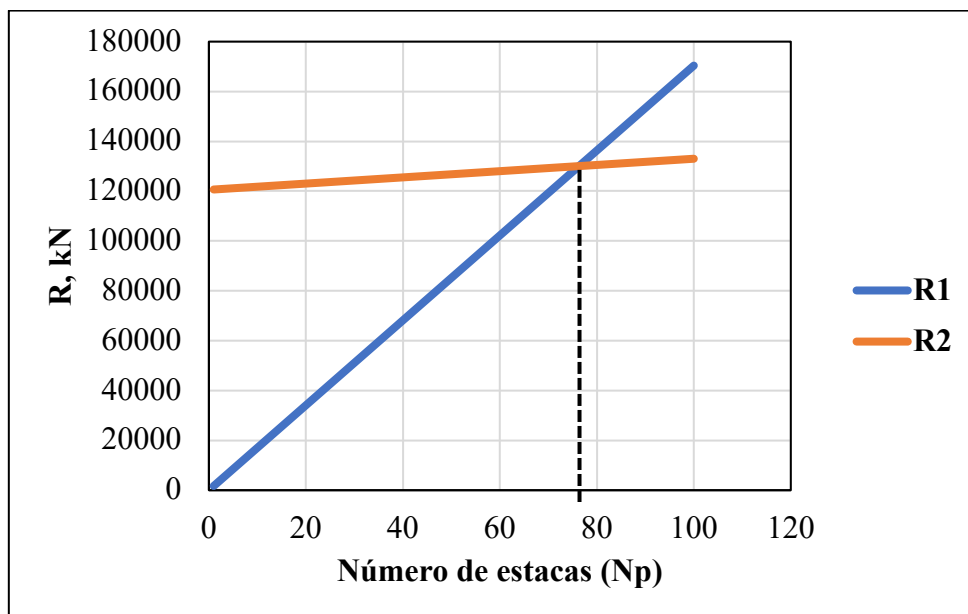
$$s = \sqrt{\frac{B.L}{N_p}} \quad (\text{Eq. 4.10})$$

A Figura 4.9 a seguir mostra a planta baixa do grupo de estacas com laje de 15x15m, no ELU.



**Figura 4.9:** Planta baixa do grupo de estacas com laje 15x15m, para o ELU.

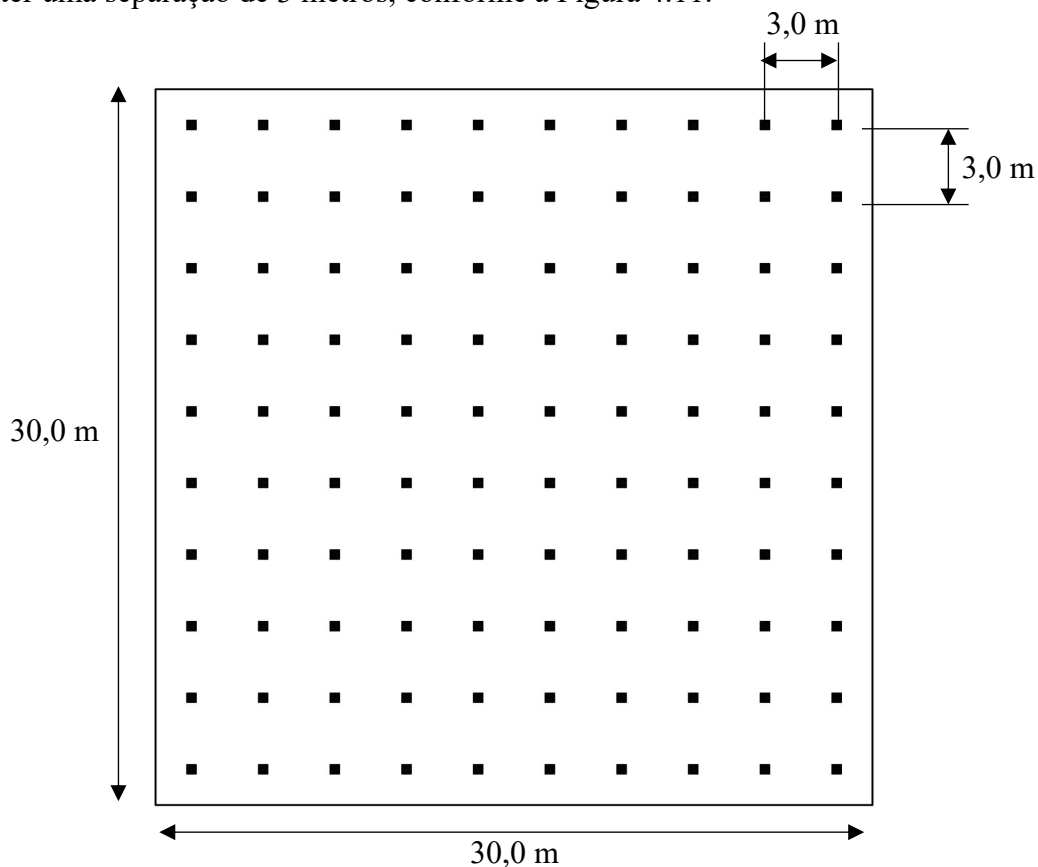
Já em relação ao radier 30x30m, a partir da Figura 4.10 tem-se o número ótimo para que as estacas passem a trabalhar em grupo.



**Figura 4.10:** Número de estacas para radier estaqueado de 30x30m, no ELU.

Assim, conclui-se que o número ótimo para o grupo de estacas com laje de 30x30m, no ELU, é de 77 estacas. Entretanto, como as análises numéricas tiveram arranjos quadrados, utilizou-se uma quantidade final de 100 estacas.

O espaçamento foi calculado pela Eq. 4.10 e como resultado, obteve-se que as estacas devem ter uma separação de 3 metros, conforme a Figura 4.11.



**Figura 4.11:** Planta baixa do grupo de estacas com laje 30x30m, para o ELU.

### 4.3.2.3. CARREGAMENTOS

O carregamento (Q) aplicado na fundação necessário para que as quantidades de estacas calculadas trabalhem em grupo é dado pela Equação 4.11.

$$Q = \frac{R}{B \cdot L} \text{ (kPa)} \quad \text{(Eq. 4.11)}$$

Onde:

- R é o menor valor entre  $R_1$  e  $R_2$  da Figura 4.8, referente ao número de estacas adotado.
- B: comprimento da laje;
- L: largura da laje.

Sendo assim, a partir da Figura 4.8, para a quantidade de 64 estacas, tem-se um  $R = 68.250,8$  kN.

$$Q = \frac{68250,8}{15 \cdot 15} = 303,33 \text{ kPa} \quad \text{(Eq. 4.12)}$$

Após encontrar o carregamento, aplica-se a ele um fator de ponderação de carga igual a 1,4. Sendo assim, o carregamento para que as estacas trabalhem em grupo é, aproximadamente, igual a 220 kPa.

Em relação ao grupo de estacas com laje 30x30m, de acordo com a Figura 4.10, observa-se que, para 100 estacas, o valor de R é igual a 133.010 kN. Portanto, o carregamento a ser aplicado nesse caso na fundação é, aproximadamente,  $Q = 110$  kPa.

### 4.3.3. ANÁLISE EM TERMOS DE DEFORMAÇÕES

A Norma Técnica da Cidade do México diz que: “*Estacas de atrito são aquelas que transmitem cargas ao solo principalmente ao longo de sua superfície lateral. Em solos moles, elas são comumente usadas como complemento de um sistema de fundação parcialmente compensado para reduzir os assentamentos, transferindo parte da carga para os estratos mais profundos (projeto em termos de deformações). Nesse caso, as estacas geralmente não têm capacidade para suportar o peso da construção sozinhas e trabalham até o limite em condições estáticas, de modo que não podem contribuir para a tomada de tensões acidentais e podem até, segundo a experiência, perder uma parte importante de sua capacidade de carga em condições sísmicas, por isso, é prudente ignorar sua contribuição para a capacidade de carga global.*”.

Então, como foi dito anteriormente, segundo a metodologia de De Sanctis e Mandolini (2006), a fundação pode ser considerada como radier estaqueado. Mas, obedecendo à Norma Técnica da Cidade do México, somente o radier precisa cumprir com o ELS.



Assim, para análise de fundações sob solos coesivos em termos de deformações (ELS), para o radier sozinho, deve-se garantir que a desigualdade abaixo é cumprida:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + P_V \quad (\text{Eq. 4.13})$$

Onde:

-  $F_c$ : fator de segurança igual a 1,4;

-  $c_u$ : coesão aparente (utiliza-se o valor mínimo dos estratos). Os valores de  $c_u$  foram encontrados por meio de ensaios triaxiais do tipo UU também do SIG (2008) e estão plotados na Tabela 4.10;

**Tabela 4.10:** Coesão aparente das camadas, retiradas de Rodríguez (2010).

Camada	$C_u$ (kPa)
Crosta Seca	125
Crosta Úmida	60
FAS #1	28
FAS #2	33
FAS #3	70
Capa Dura	-

-  $N_c$ : coeficiente de capacidade de carga dado por (para casos superficiais):

$$N_c = 5,14 \left( 1 + 0,25 \frac{B}{L} \right) \quad (\text{Eq. 4.14})$$

-  $F_R$ : fator de resistência igual a 0,7.

-  $P_V$ : tensão vertical total igual a 0 para casos superficiais.

$$\frac{\Sigma Q}{A} < \frac{28 \cdot 6,43 \cdot 0,7 + 0}{1,4} = 90 \text{ kPa} \quad (\text{Eq. 4.15})$$

Portanto, resolvendo a Equação 4.15, obteve-se que o carregamento aplicado na fundação deve ser menor do que 90kPa, pois isso significa que no caso de carregamentos próximos a esse número é provável que já esteja havendo plastificação do solo. Dessa forma, a

fim de ficar afastado desse valor, utilizou-se um carregamento de 60kPa para as análises em termos de deformações, tanto para radier estaqueado 15x15m quanto para 30x30m.

No caso do ELS, foi feito o processo inverso do ELU, ou seja, a partir do carregamento (Q/A), encontrou-se o número de estacas e o espaçamento. Logo, para o caso de radier estaqueado 15x15m:

$$R_{\text{grupo}} = 60\text{kPa} \cdot 15\text{m} \cdot 15\text{m} = 13.500 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 4.16})$$

Onde:  $R_{\text{grupo}}$  é a carga, em kN, aplicada na área do radier.

O número de estacas ( $N_p$ ) foi calculado pela Equação 4.17:

$$N_p = \frac{R_{\text{grupo}}}{R_T} \quad (\text{Eq. 4.17})$$

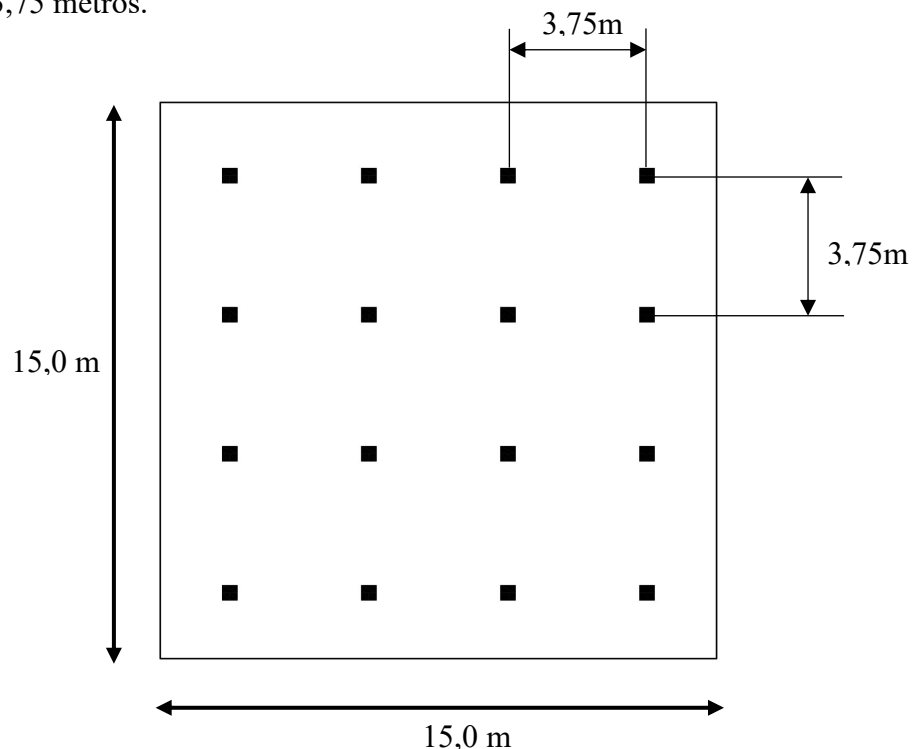
Onde:

-  $R_T$ : é a capacidade de carga total de uma estaca individual calculada pela Eq 4.2.

Consequentemente,

$$N_p = \frac{13500 \text{ kN}}{1703,8} = 7,92 \text{ estacas} \quad (\text{Eq. 4.18})$$

Como foi dito anteriormente, utilizou-se arranjo quadrado de estacas, então, para o radier estaqueado 15x15m a quantidade escolhida foi de 16 estacas. Por fim, obteve-se um espaçamento de 3,75 metros.



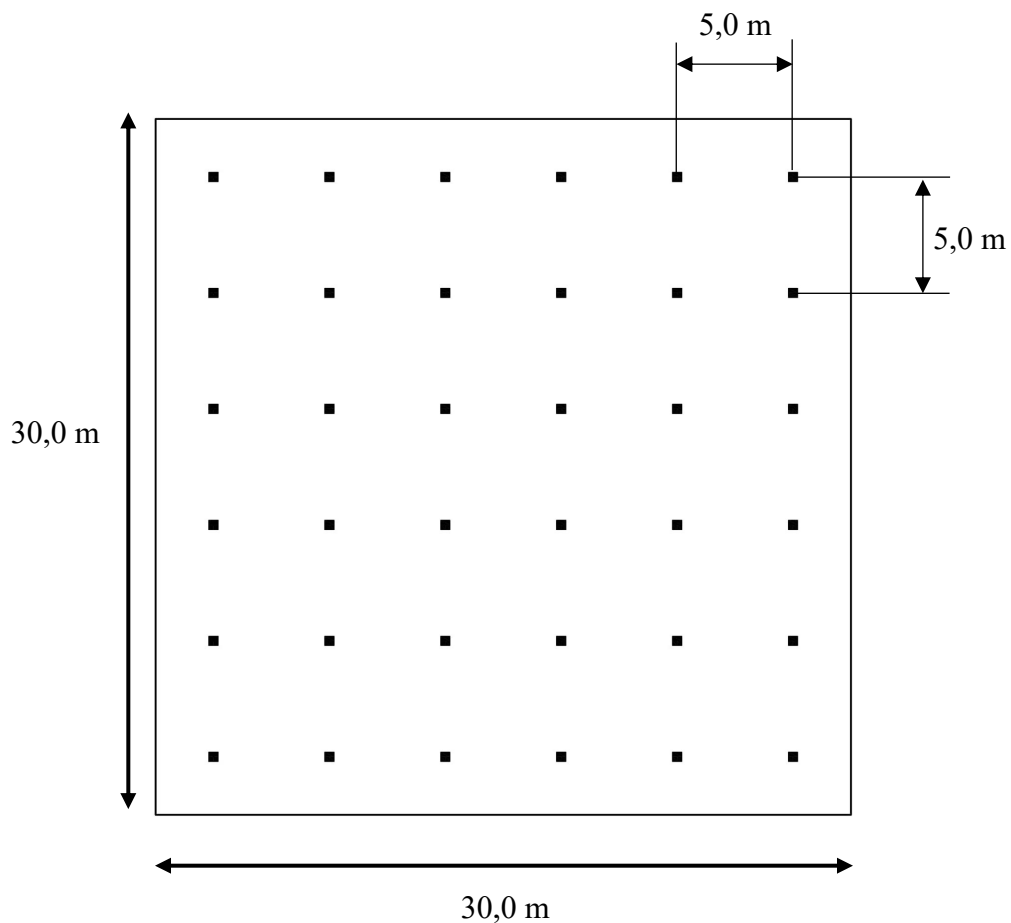
**Figura 4.12:** Planta baixa do radier estaqueado 15x15m, para o ELS.

Fazendo o mesmo processo para o radier de 30x30m, tem-se:

$$R_{\text{grupo}} = 60\text{kPa} \cdot 30\text{m} \cdot 30\text{m} = 54.000 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

$$N_p = \frac{54000 \text{ kN}}{1703,8} = 32 \text{ estacas} \quad (\text{Eq. 4.20})$$

Entretanto, foram utilizadas 36 estacas com espaçamento de 5 metros para o caso do radier estaqueado 30x30m, no ELS.



**Figura 4.13:** Planta baixa do radier estaqueado 30x30m com estacas, para o ELS.

A Tabela 4.11 resume as análises numéricas em termos de ELU e a Tabela 4.12, em termos de ELS.

**Tabela 4.11:** Resumo das análises numéricas em termos de ELU.

Análise	Caso		Dimensões do radier (m)	Q/A (kPa)	S <sub>B</sub> = S <sub>L</sub> (m)	N <sub>p</sub>	Radier	Abatimento
Grupo de estacas	1	ELU	15 x 15	220	1,875	64	Rígido	Hipótese 1
	2							Hipótese 2
	3						Flexível	Hipótese 1
	4							Hipótese 2
	5		30 x 30	110	3,0	100	Rígido	Hipótese 1
	6							Hipótese 2
	7						Flexível	Hipótese 1
	8							Hipótese 2

**Tabela 4.12:** Resumo das análises numéricas em termos de ELS.

Análise	Caso		Dimensões do radier (m)	Q/A (kPa)	S <sub>B</sub> = S <sub>L</sub> (m)	N <sub>p</sub>	Radier	Abatimento
Radier estaqueado	9	ELS	15 x 15	60	3,75	16	Rígido	Hipótese 1
	10							Hipótese 2
	11						Flexível	Hipótese 1
	12							Hipótese 2
	13		30 x 30	60	5,00	36	Rígido	Hipótese 1
	14							Hipótese 2
	15						Flexível	Hipótese 1
	16							Hipótese 2

## 4.4. MODELAGEM NUMÉRICA DO PROBLEMA

### 4.4.1. PROGRAMA PLAXIS 3D

Com o objetivo de analisar o atrito negativo que se desenvolve nas estacas de centro, borda e canto de uma fundação em radier estaqueado assente em solos moles em processo de adensamento, foi realizada uma modelagem numérica tridimensional no programa Plaxis 3D levando em conta as condições estratigráficas e piezométricas do local de estudo na zona lacustre da Cidade do México.

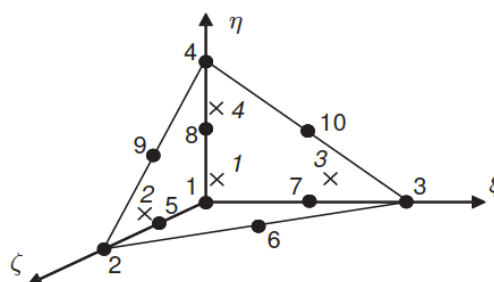
O software Plaxis 3D é uma ferramenta computacional de elementos finitos que possui o intuito de realizar análises de tensão-deformação, estabilidade e fluxo para diversos tipos de problemas geotécnicos. A plataforma possui interface gráfica e é dividida em dois subprogramas:

- *Input*: é o pré-processador utilizado para definição da geometria do problema, das condições de contorno e das propriedades dos materiais. Nele, definem-se as fases de cálculo e cria-se a malha de elementos finitos, a qual é descrita como a composição dos elementos finitos.

- *Output*: é o pós-processador utilizado para inspecionar os resultados dos cálculos em vistas tridimensionais ou em seções transversais. Além disso, é neste subprograma que se geram os gráficos de saída de variáveis de pontos ou linhas selecionados.

A solução dos problemas por meio do Plaxis 3D é feita através do Método dos Deslocamentos, isto é, quando a compatibilidade dos deslocamentos é satisfeita, os resultados primários obtidos são os deslocamentos nodais.

León (2017) cita como principais características do programa, o fato de que ele permite representar adequadamente as camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno através da sua interface gráfica. Conta-se ainda com uma simplicidade na geração da malha, uma vez que ela é gerada automaticamente e possui opções que possibilitam o refinamento global e local. O software utiliza elementos tetraédricos de 10 nós de grande precisão e a integração ao longo do volume é feita utilizando o processo de Gauss, com quatro pontos de integração (Figura 4.14). Pode-se fazer análises em condições drenadas e não-drenadas. O autor ainda ressalta que o programa permite análises de adensamento utilizando as equações da Teoria de Biot. Ademais, podem-se realizar análises em etapas, o que propicia a simulação de etapas de carregamento, construção, etc.



**Figura 4.14:** Tetraedro de 10 nós utilizado no Programa Plaxis 3D.

Fonte: Manual de Referência Plaxis 3D (2016).

Segundo o Manual de Referência do Plaxis 3D (2016), depois que a geometria do problema é completamente definida, ela deve ser dividida em elementos finitos para que se possam realizar os cálculos. A malha deve ser suficientemente fina para obter resultados numéricos acurados, mas ao mesmo tempo não deve ser excessivamente fina, visto que isso demanda um tempo muito alto de cálculo.

No software é possível realizar análises utilizando o modelo linear-elástico, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Cam-Clay Modificado e o Jointed Rock Model.

As condições de drenagem são controladas através do tipo de comportamento especificado para cada material, e não através da atribuição de um tipo de comportamento a uma fase de análise ao qual todos os materiais do modelo deveriam obedecer (Oliveira, 2017). Ou seja, o usuário especifica qual é o comportamento do material, o qual pode ser:

- Drenado.

- Não-drenado (A): Análise em tensões efetivas. Parâmetros de rigidez e de resistência em termos de tensões efetivas.

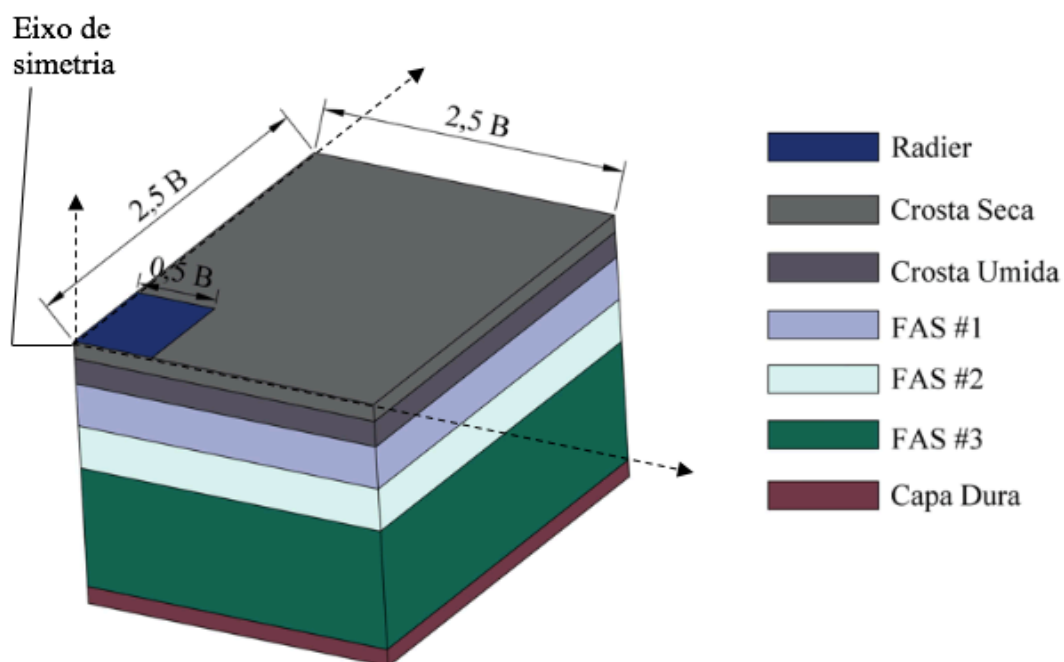
- Não-drenado (B): Análise em tensões efetivas. Parâmetros de rigidez em termos de tensões efetivas e parâmetros de resistência não drenados ( $c_u$ ).

- Não-drenado (C): Análise em tensões totais. Parâmetros de rigidez e de resistência não drenados ( $E_u$ ,  $c_u$ ).

No presente trabalho, utilizou-se para todos os materiais o comportamento Não-drenado (A), exceto para a crosta seca, a qual tem comportamento drenado.

#### 4.4.2. MODELO DESENVOLVIDO

Como a geometria do problema é simétrica, aproveitou-se dessa vantagem para reduzir tempo de análise e, dessa forma, modelou-se apenas um quarto do problema no Plaxis 3D (Figura 4.15).



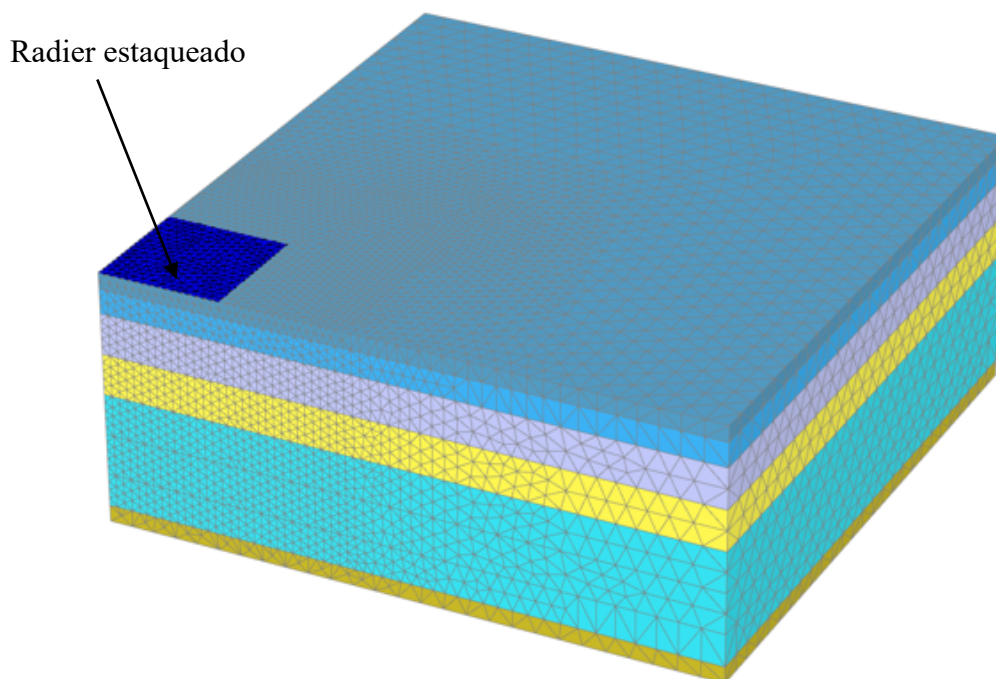
**Figura 4.15:** Geometria do problema.

Para evitar influência das bordas nos resultados, as fronteiras estão dispostas a  $2,5B$ , onde  $B$  é a largura real do radier. Assim, no caso do radier  $15 \times 15 \text{m}$ , desenhou-se um bloco de  $37,5 \times 37,5 \text{m}$ . Já no caso do radier  $30 \times 30 \text{m}$ , o bloco foi de  $75 \times 75 \text{m}$ . A fronteira inferior localiza-se a  $31 \text{m}$  abaixo da superfície, coincidindo com o fim da Capa Dura.

Em relação às condições de contorno, os movimentos horizontais nas quatro fronteiras laterais foram impedidos. Além disso, na fronteira inferior restringiu-se também o deslocamento vertical.

No tocante ao fluxo de água, limitaram-se a entrada e a saída de água nas fronteiras verticais laterais e permitiu-se sua saída somente pelas partes superior e inferior.

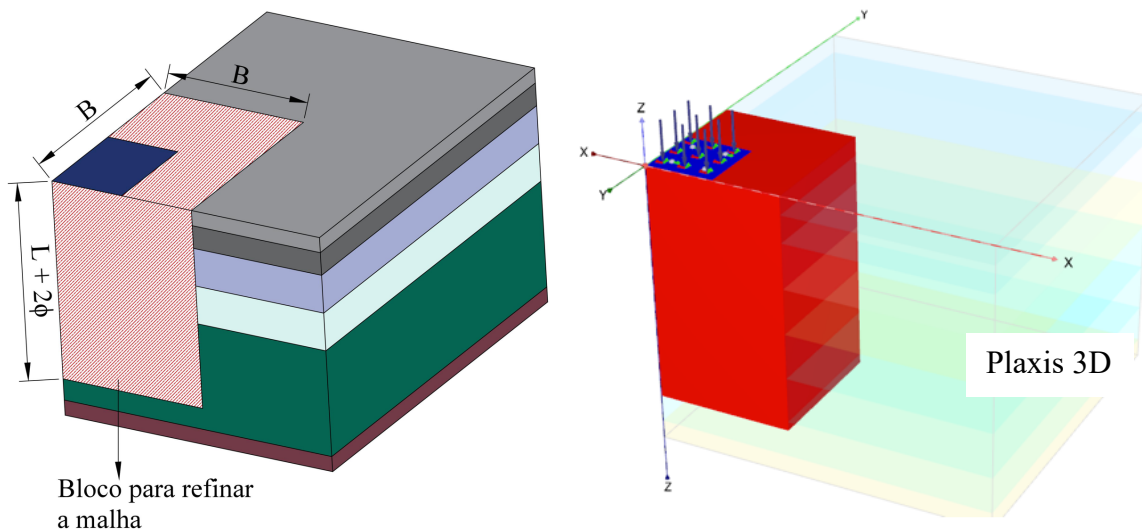
À medida que se reduz o tamanho dos elementos finitos, mais acurados são os resultados. Entretanto, caso ocorra uma intensa discretização, o tempo das análises cresce substancialmente. Sendo assim, é aconselhável que se faça um melhor refinamento apenas na região de maior interesse. No caso em estudo, utilizou-se uma malha fina e a refinou-se na região mais próxima ao radier estaqueado (Figura 4.16).



**Figura 4.16:** Malha fina refinada na região do radier utilizada na modelagem do problema.

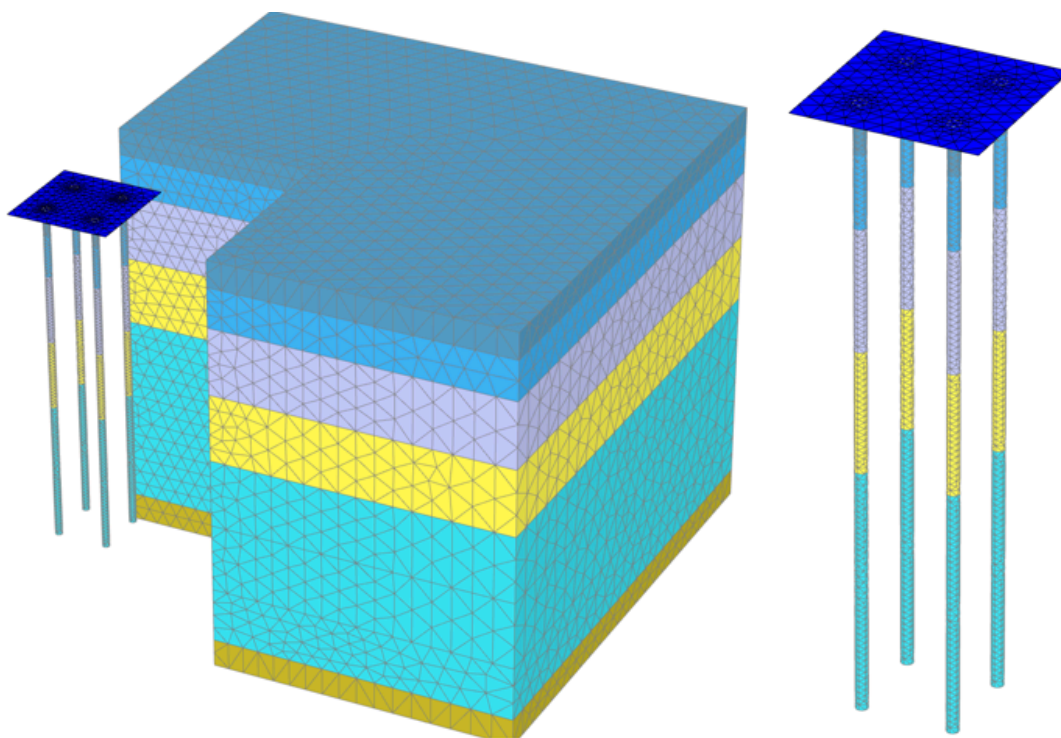
O número de elementos finitos variou em cada análise, visto que a quantidade de estacas muda para os diferentes estados limites e dimensões do radier. Mas a média de elementos na malha foi de aproximadamente 55.000.

Para o refinamento da malha, fez-se um bloco de largura  $B$  ( $15 \text{m}$  ou  $30 \text{m}$ ) com comprimento vertical igual a  $L + 2.D$ , onde  $L$  é o comprimento da estaca igual a  $25 \text{m}$  e  $D$  é o diâmetro da estaca, equivalente a  $0,5 \text{m}$ . Assim, o bloco teve profundidade de  $26 \text{m}$ .



**Figura 4.17:** Bloco utilizado para refinar a malha próxima ao radier estaqueado.

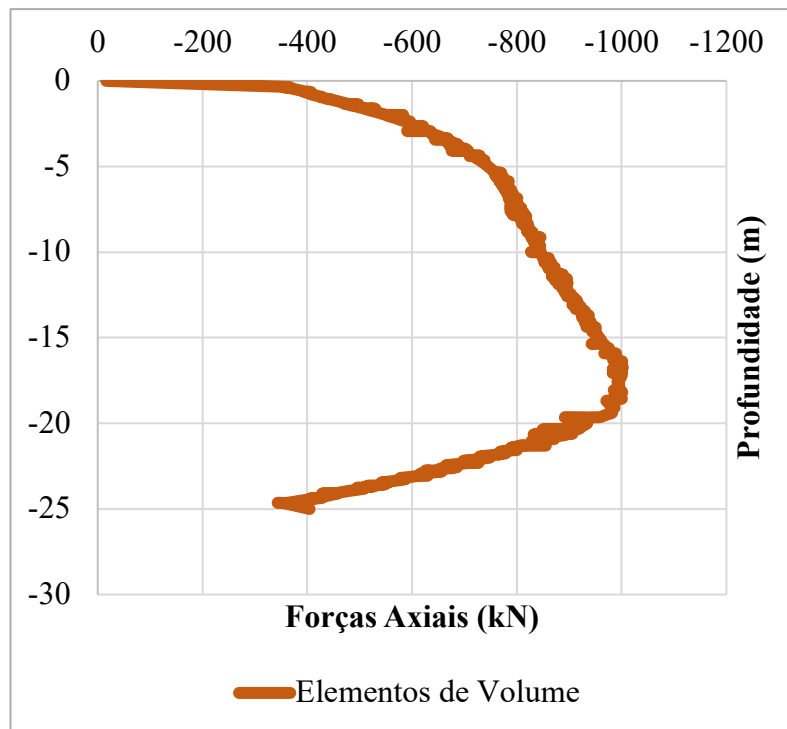
Para o desenho do radier, utilizou-se elemento do tipo *Plate*, explicado no item 3.3.4. Já para as estacas, primeiro elas foram analisadas como elementos de volume (Figura 4.18), visto que esse tipo de elemento apresenta resultados ainda mais acurados do que as *embedded beams*. Entretanto, as análises demandaram muito tempo e não seria possível realizá-las para todos os 16 casos, pois como foi dito anteriormente, o uso de elementos de volume compensa para, no máximo, 25 estacas. Enquanto a mesma análise utilizando *embedded beams* deu uma ordem de 50.000 elementos finitos; no caso dos elementos de volume, esse número subiu para cerca de 120.000.



**Figura 4.18:** Malha do problema utilizando estacas como elementos de volume.

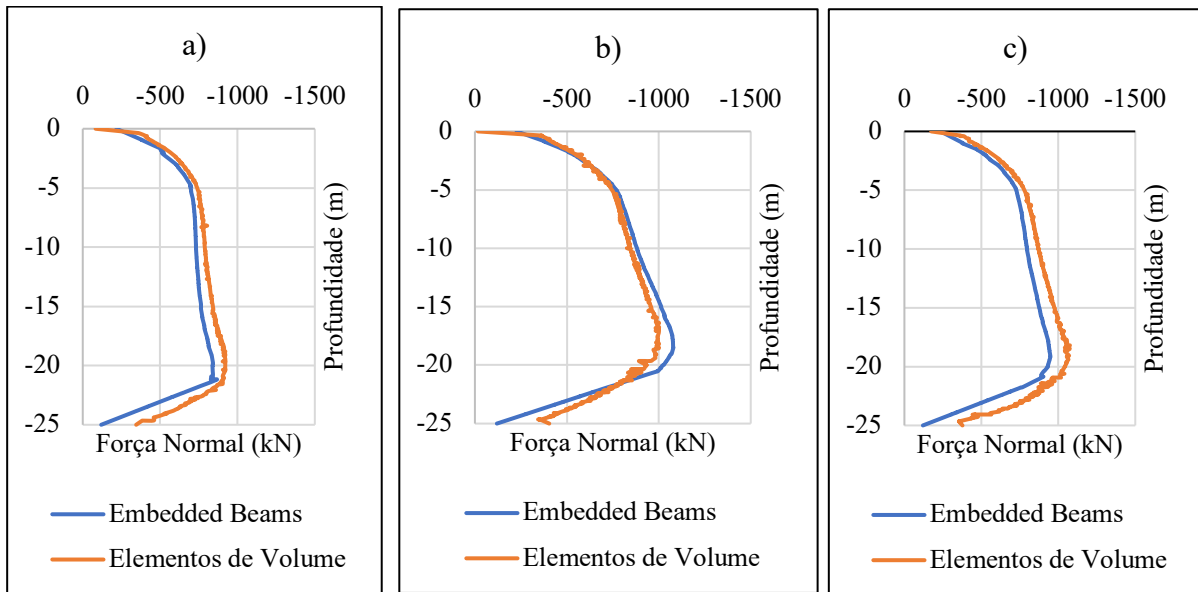


Então, primeiro as estacas foram modeladas como elementos de volume, utilizando o caso do ELS radier estaqueado 15x15m rígido e flexível, para as hipóteses de abatimento 1 e 2. Nesse tipo de análise, obtém-se através do Plaxis 3D a tensão ao longo das estacas. A fim de calcular o atrito negativo desenvolvido (força normal), multiplicou-se a tensão pela área transversal da estaca. A Figura 4.19 ilustra o atrito negativo em uma estaca de centro desenvolvido após o processo de adensamento devido ao abatimento moderado, no ELS.

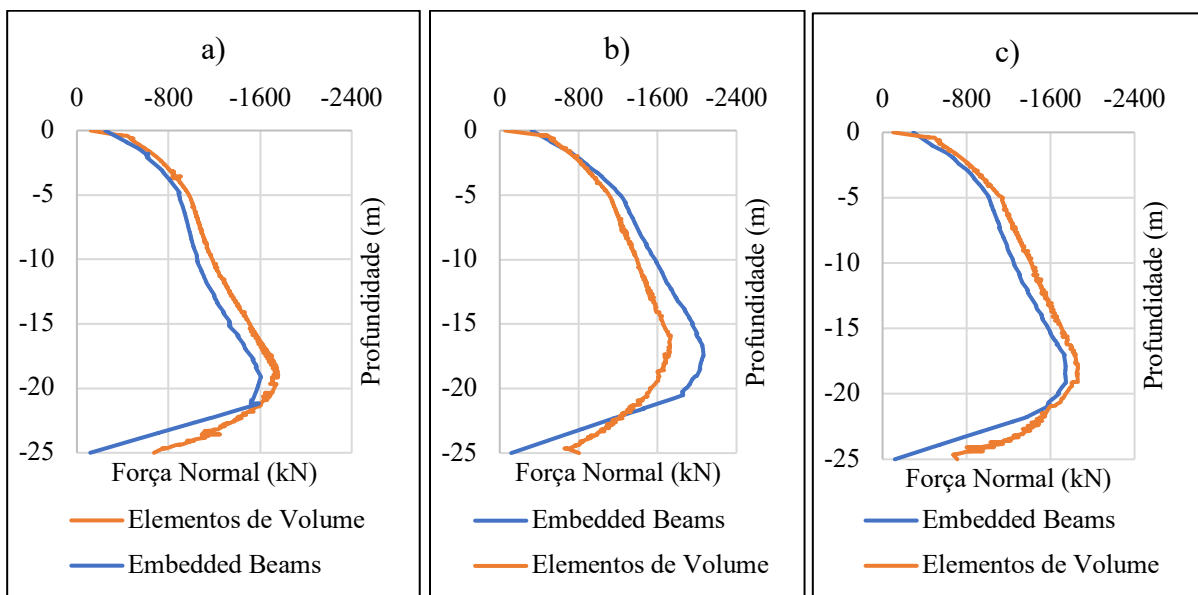


**Figura 4.19:** Exemplo de atrito negativo desenvolvido em uma estaca de borda obtido através de elementos de volume.

Após a obtenção dos resultados das análises para o caso de ELS com radier 15x15m utilizando elementos de volume, foram testadas diversas análises com *embedded beams* alterando apenas a capacidade de carga lateral do elemento, pois se sabe que a resistência do fuste pode mudar de acordo com a variação das tensões efetivas que se desenvolvem durante o adensamento do solo quando acontece o rebaixamento da poropressão. Assim, para cada análise feita, ia-se comparando o resultado das forças normais nos *embedded beams* com os resultados encontrados no caso dos elementos de volume. Logo, para o abatimento moderado, encontrou-se uma capacidade de carga lateral de 200 kN/m, enquanto para o abatimento extremo, a capacidade foi de 400 kN/m, conforme o exposto nas Figura 4.20 e Figura 4.21.



**Figura 4.20:** Calibração da capacidade de carga das estacas no abatimento moderado, ELS, utilizando uma capacidade de carga por fuste de 200 kN/m, para as estacas de: a) centro, b) borda e c) canto.



**Figura 4.21:** Calibração da capacidade de carga das estacas no abatimento extremo, ELS, utilizando uma capacidade de carga de 400 kN/m, para as estacas de: a) centro, b) borda e c) canto.

Dessa forma, depois de encontradas as capacidades de carga a serem utilizadas nas análises, foram calculados todos os demais casos com o uso de *embedded beams*.

#### 4.4.3. ETAPAS DE ANÁLISE

As etapas consideradas no problema estão descritas a seguir:

a) **Etapa Inicial:** foram definidas as condições iniciais do problema de acordo com o indicado no capítulo 4.

b) **Etapa 1, construção e carregamento:** nesta etapa, simulou-se a construção do radier e das estacas e a aplicação da carga ao longo da superfície da fundação de acordo com o caso analisado. Consideram-se condições não-drenadas (geração de excesso de poropressão) com parâmetros efetivos.

c) **Etapa 2, adensamento 1:** dissipação do excesso de poropressão gerado na etapa anterior. O programa Plaxis 3D utiliza a permeabilidade de cada camada para o cálculo do adensamento.

d) **Etapa 3, rebaixamento:** esta etapa foi dividida em dois casos: rebaixamento moderado (hipótese 1, Figura 4.3b) e rebaixamento extremo (hipótese 2, Figura 4.3b). Foram estabelecidas as piezometrias futuras em condições não-drenadas (geração de excesso de poropressão) com parâmetros efetivos.

e) **Etapa 4, adensamento 2:** dissipação do excesso de poropressão gerado na etapa anterior.

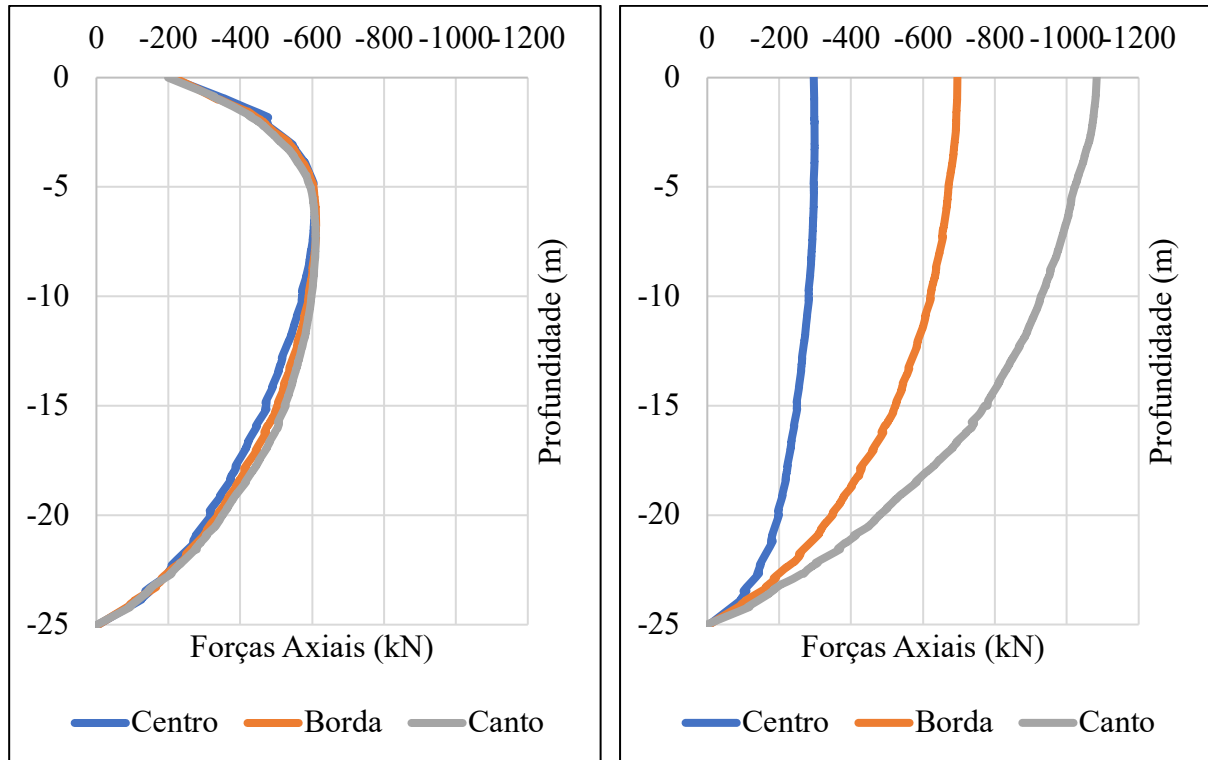
## 5. RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos a partir das análises numéricas tridimensionais para a fundação em radier estaqueado. Focam-se nos deslocamentos verticais e no atrito negativo desenvolvido ao longo das estacas de centro, borda e canto.

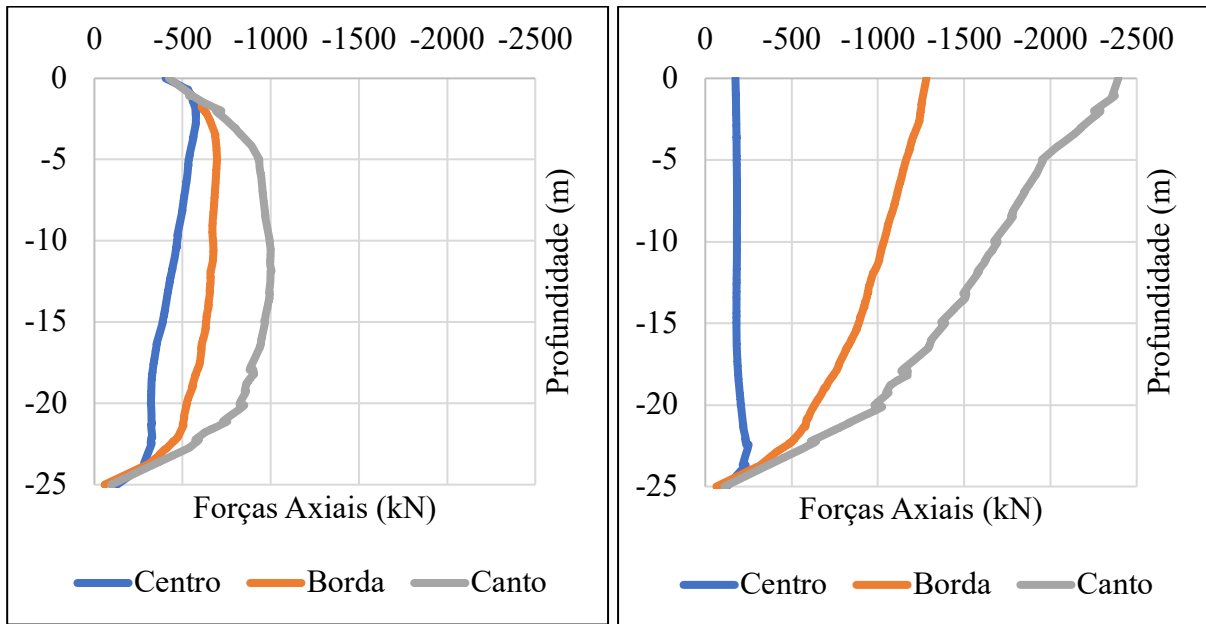
Como a quantidade de resultados é muito grande, nesse capítulo serão mostrados alguns gráficos e no Apêndice I, encontram-se todos os gráficos referentes aos resultados.

### 5.1. ETAPA 2: ADENSAMENTO POR CARREGAMENTO

É importante estudar o que acontece na etapa 2, adensamento devido ao carregamento, das análises, pois Auvinet e Rodríguez (2017) concluíram em seus estudos que o desenvolvimento do atrito negativo e a profundidade da linha neutra dependem significativamente dos carregamentos iniciais nas estacas. Sendo assim, as Figura 5.1 e Figura 5.2 expõem os gráficos das forças axiais em função da profundidade nas estacas de centro, borda e canto para um radier 15x15m flexível e rígido, no ELS e ELU, respectivamente.



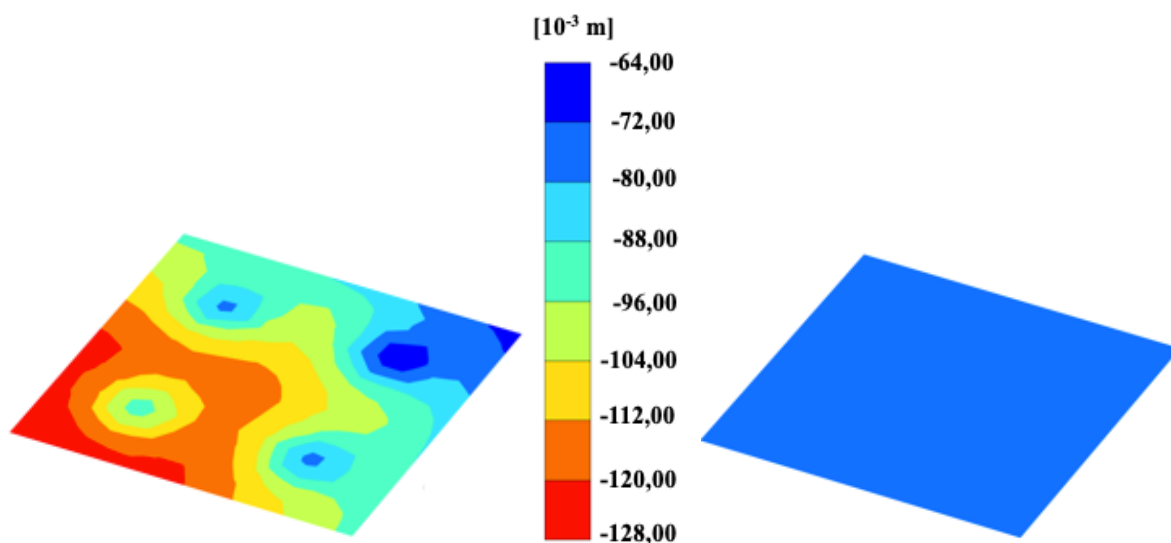
**Figura 5.1:** Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, no ELS, Etapa 2.



**Figura 5.2:** Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, no ELU, Etapa 2.

Observa-se a partir das figuras acima que para os casos das lajes flexíveis, na Etapa 2, foi gerado atrito negativo nas estacas (Figura 5.1). Entretanto, isso não foi observado para os casos rígidos (Figura 5.2). Esse fenômeno pode ser explicado pelo fato de que nas situações de radier flexível, as cabeças das estacas recebem pouco carregamento, dando oportunidade para desenvolvimento do atrito negativo. Já nos casos rígidos, as estacas recebem cargas altas, impedindo a geração do atrito negativo.

Em relação aos recalques sofridos pelas lajes, nota-se que o radier flexível se desloca de forma desigual, enquanto que o rígido, é praticamente uniforme, conforme a Figura 5.3.



**Figura 5.3:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier flexível e rígido, respectivamente, no ELS.

## 5.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Apresentam-se abaixo os recalques no centro do radier, a subsidência regional e os recalques efetivos, que são a diferença entre os dois primeiros mencionados, para o caso de um radier estaqueado 15x15m flexível e rígido após as duas hipóteses de abatimento, no ELS.

**Tabela 5.1:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 15x15m flexível, ELS.

Tipo	Deslocamento (m)	
	Etapa 4, Hipótese 1	Etapa 4, Hipótese 2
No centro do radier	-1,165	-2,080
Subsidência	-1,103	-2,271
Efetivo	-0,062	+0,191

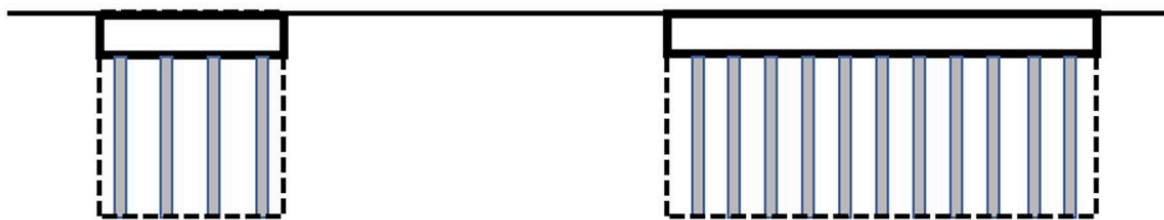
(-) recalque, (+) emersão aparente

**Tabela 5.2:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 15x15m rígido, ELS.

Tipo	Deslocamento (m)	
	Etapa 4, Hipótese 1	Etapa 4, Hipótese 2
No centro do radier	-1,124	-2,059
Subsidência	-1,064	-2,273
Efetivo	-0,060	+0,214

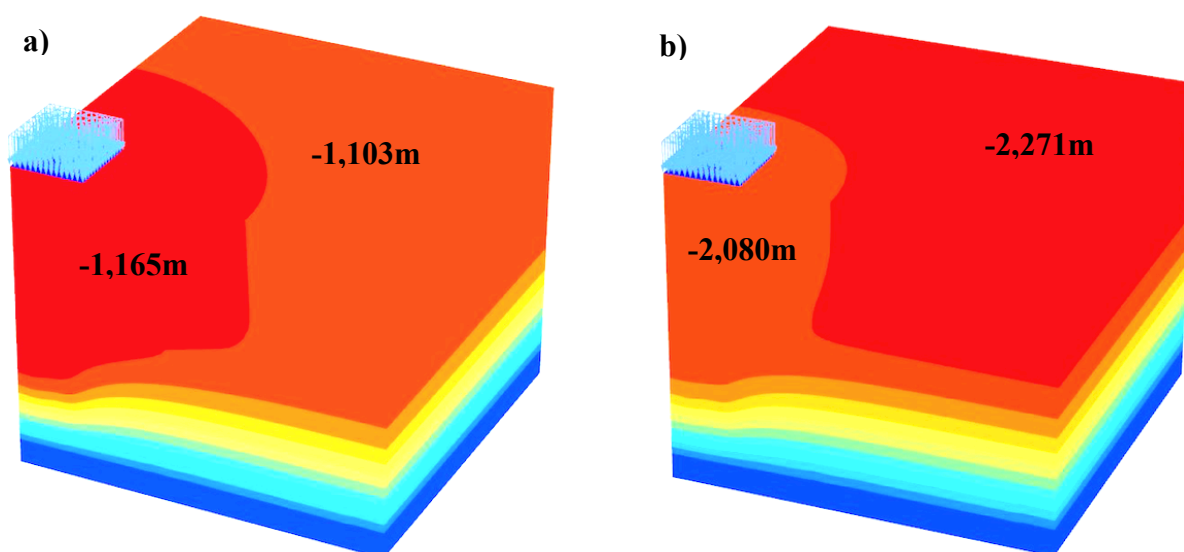
(-) recalque, (+) emersão aparente

O radier estaqueado forma um bloco bastante rígido e reforçado de concreto dentro do solo (Figura 5.4). Foi visto nas modelagens e no item 4.4.2 que a resistência lateral das estacas aumenta quanto maior for o abatimento da poropressão e, conseqüentemente, a fundação recalca menos. Chega um momento em que a fundação deixa de recalcar, mas o solo ao redor continua deslocando-se para baixo, ocorrendo o fenômeno da emersão aparente, como foi visto nas Tabela 5.1 e Tabela 5.2, no abatimento extremo.



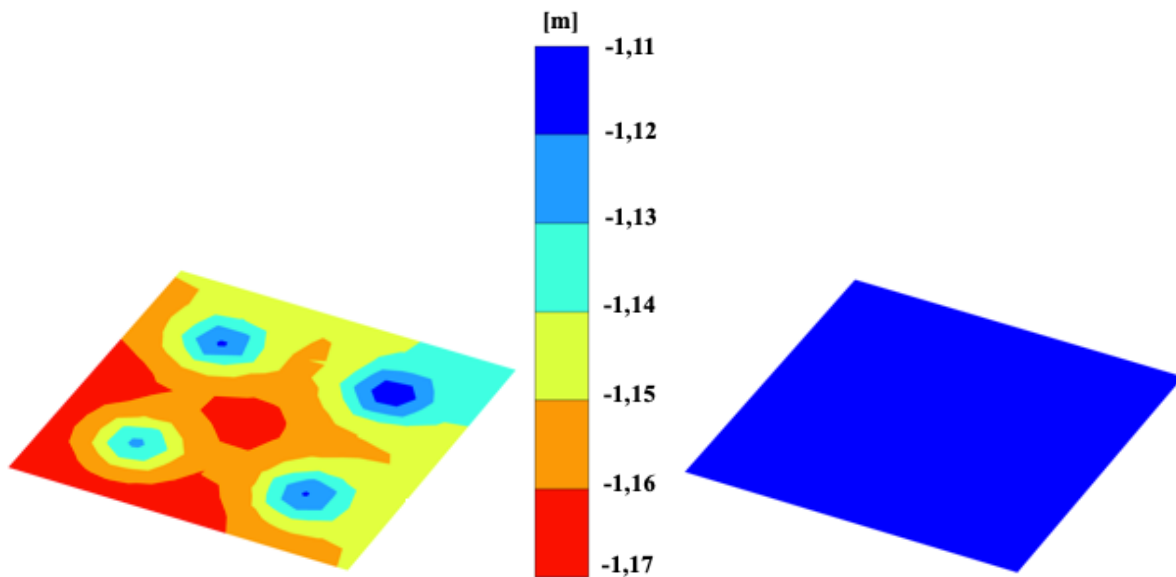
**Figura 5.4:** Blocos reforçados formados pelo radier estaqueado.

A Figura 5.5 apresenta as curvas de isovalores dos recalques para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento, respectivamente, de radier estaqueado flexível de 15x15m, no ELS.



**Figura 5.5:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais a) após adensamento moderado; b) após adensamento extremo, para radier estaqueado flexível 15x15m, no ELS.

Em relação aos recalques sofridos pelo radier, nota-se que o radier flexível se descola de forma desigual (Figura 5.6), o que significa que nos casos estudados, tanto para ELS quanto para ELU, o centro do radier recalca mais do que o vértice, fazendo a estaca de canto ter propensão a puncionar ou deslocar menos. Isso pode levar a um maior desenvolvimento de atrito negativo nas estacas de canto, pois à medida que a fundação recalca devido ao abatimento da poropressão, elas têm mais dificuldade em se deslocarem para baixo, ou seja, o solo tenta puxar essas estacas, mas elas resistem, o que faz desenvolver atrito negativo. Já as lajes infinitamente rígidas se deslocam de um jeito uniforme.

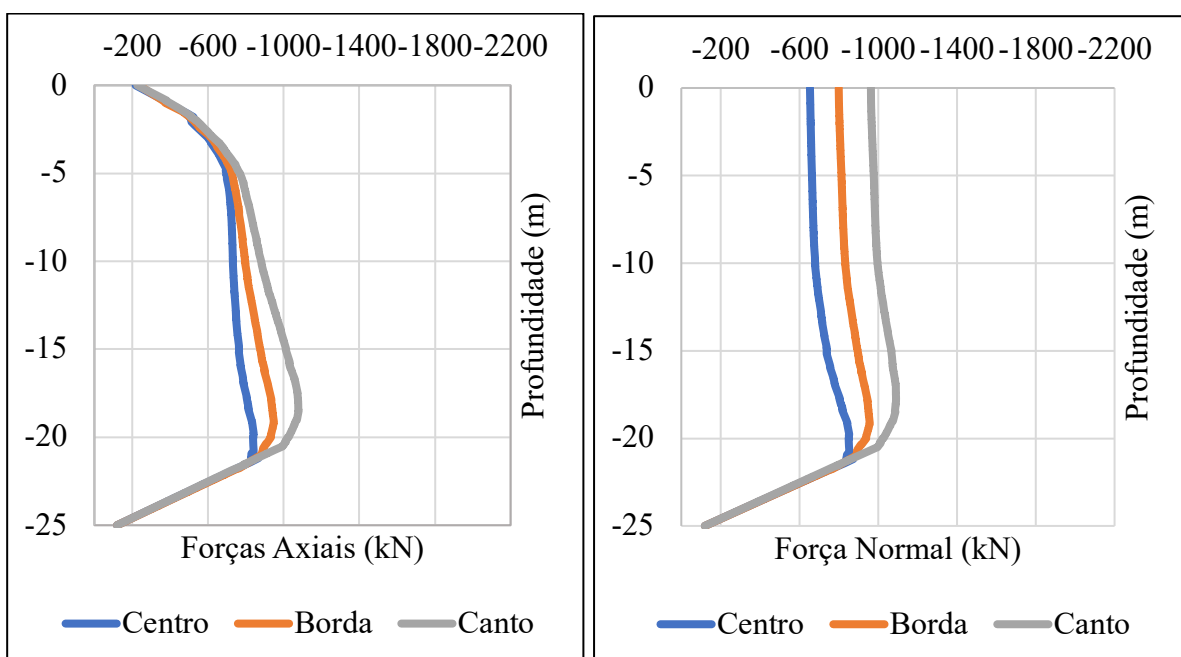


**Figura 5.6:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m flexível e rígido, respectivamente, após abatimento moderado (Etapa 4), no ELS.

### 5.3. ATRITO NEGATIVO

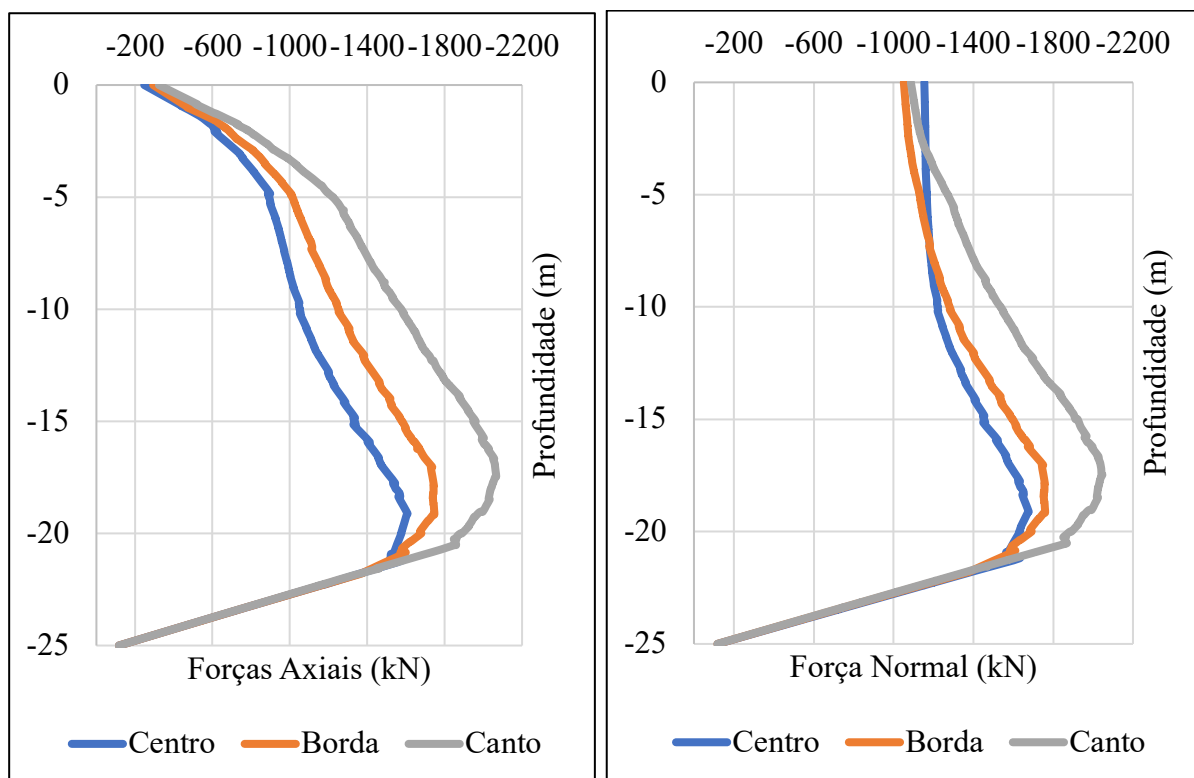
#### 5.3.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A Figura 5.7 e a Figura 5.8 apresentam os gráficos do atrito negativo desenvolvido nas estacas de centro, borda e canto com a profundidade de um radier estaqueado de 15x15 m flexível e rígido, no ELS, na Etapa 4 para as duas hipóteses de abatimento da poropressão.



**Figura 5.7:** Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento moderado, no ELS.





**Figura 5.8:** Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento extremo, no ELS.

Observa-se que no caso do radier flexível, a força na cabeça das estacas é significativamente menor do que no radier rígido. Isso mostra que quando o radier é infinitamente flexível, quase todo o carregamento vindo da superestrutura é transmitido diretamente do radier para o solo e essa transmissão é feita através do atrito negativo. No caso rígido, como as cabeças das estacas recebem grande parte do carregamento e o transmitem para o solo, então elas desenvolvem menos atrito negativo, pois essas estacas vão precisar mobilizar muito atrito positivo para equilibrar o carregamento vindo da estrutura, sem dar “espaço” para o desenvolvimento de atrito negativo.

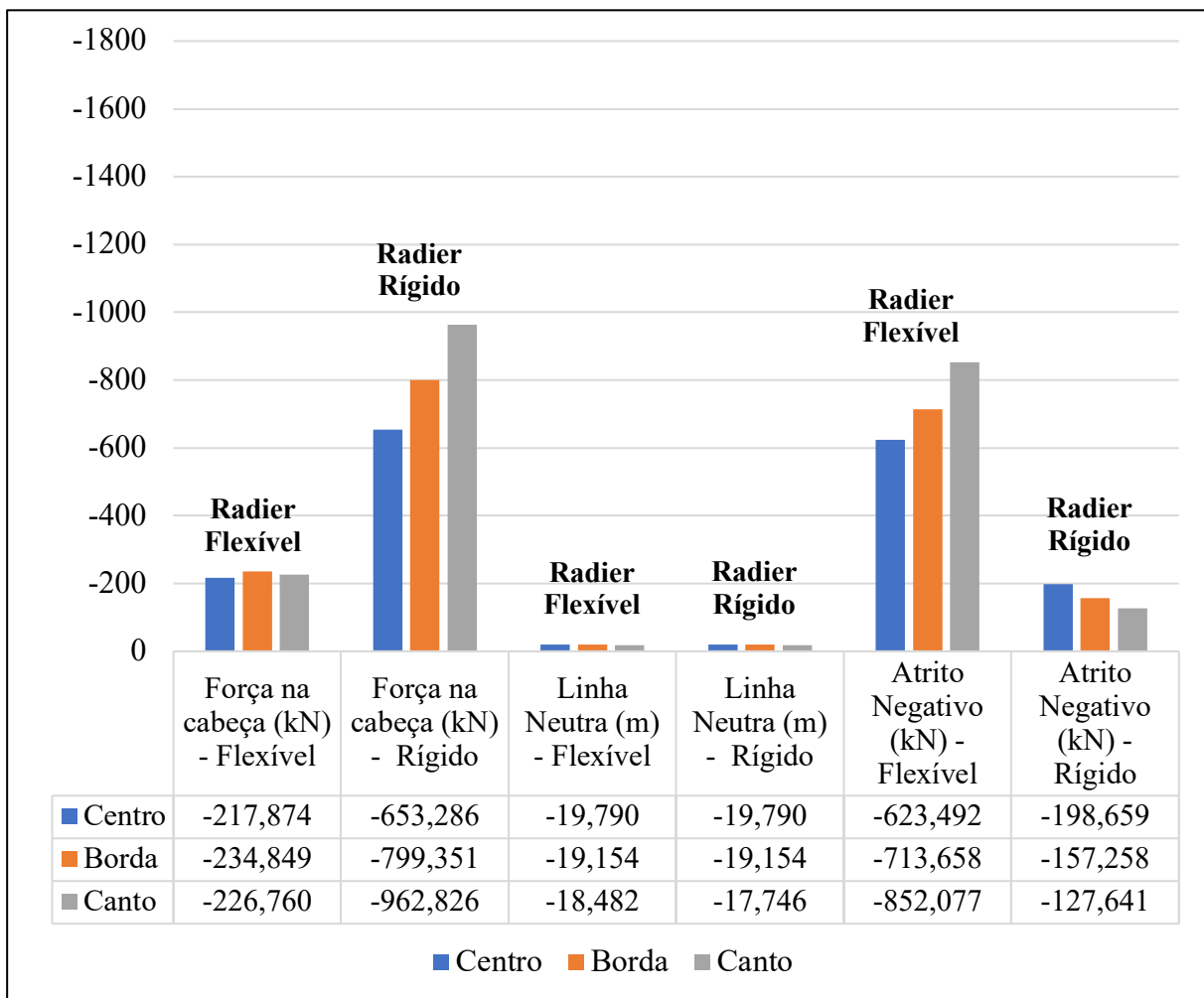
O comportamento é o mesmo tanto para o abatimento moderado quanto para o extremo, mas neste segundo caso, os valores do atrito negativo são significativamente maiores.

As Figura 5.9 e Figura 5.10 apresentam os valores das forças nas cabeças das estacas, a linha neutra e o atrito negativo desenvolvido nas estacas de centro, borda e canto para o radier 15x15m flexível e rígido, no ELS, após abatimento moderado e extremo, respectivamente.

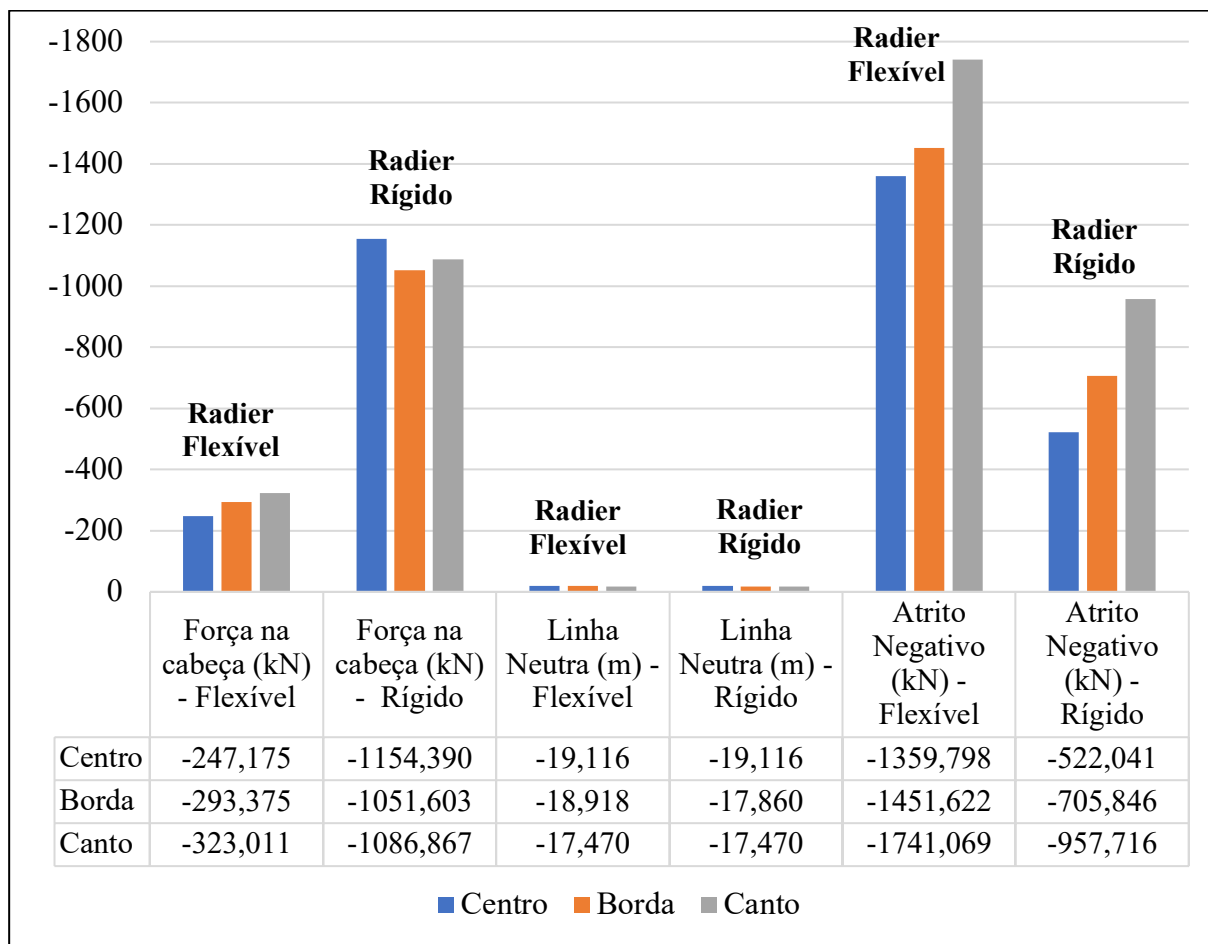
Verifica-se que na laje flexível, em ambos os casos de abatimento, as estacas de canto desenvolvem maior atrito negativo, e isso se deve ao fato mostrado no item 5.2, de que o radier flexível se deforma de forma desigual e a estaca de canto tende a sofrer punção ou

deslocar menos do que o centro da laje, então, o solo faz mais esforço para tentar puxar essa estaca para baixo devido ao adensamento causado pelo rebaixamento da poropressão, desenvolvendo um maior atrito negativo.

No caso da laje rígida, quando ocorre o abatimento moderado, como a estaca de canto recebe maior carregamento, ela desenvolve menos atrito negativo. Já no caso de abatimento extremo, como o radier é fortemente puxado para baixo, todas as estacas tentam não descer. Esse movimento gera maior atrito negativo nas estacas.



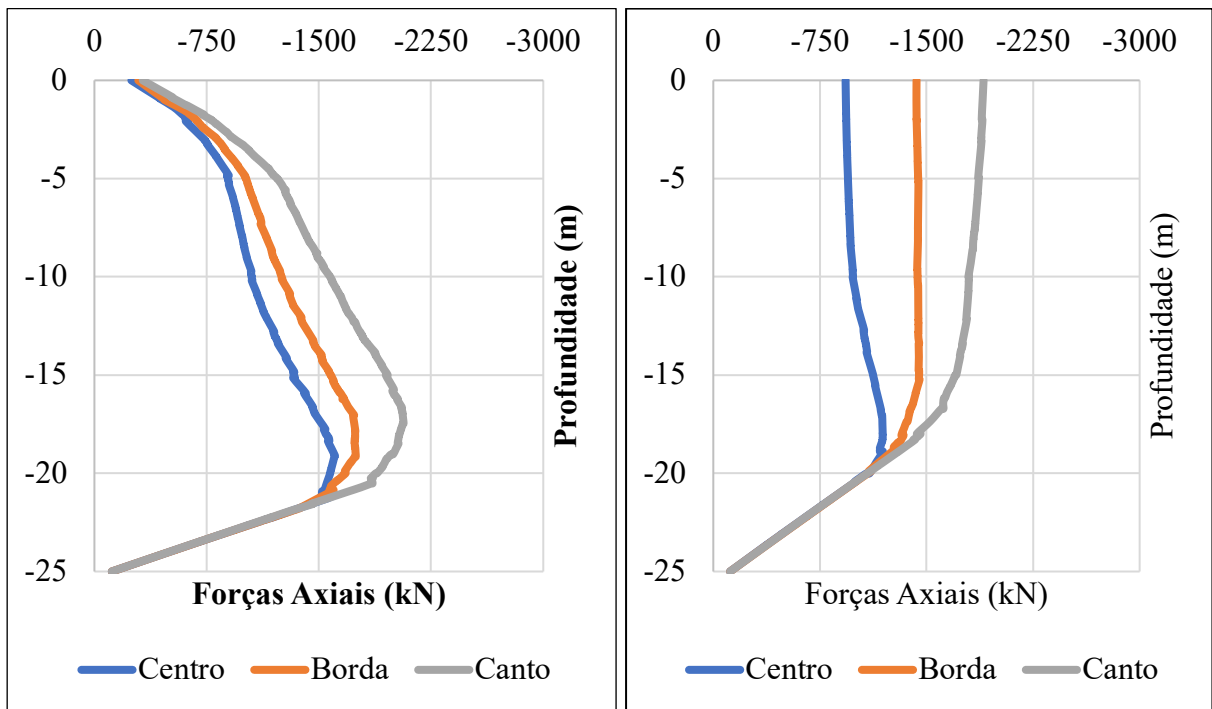
**Figura 5.9:** Radier estaqueado 15x15m flexível e rígido, hipótese 1, ELS.



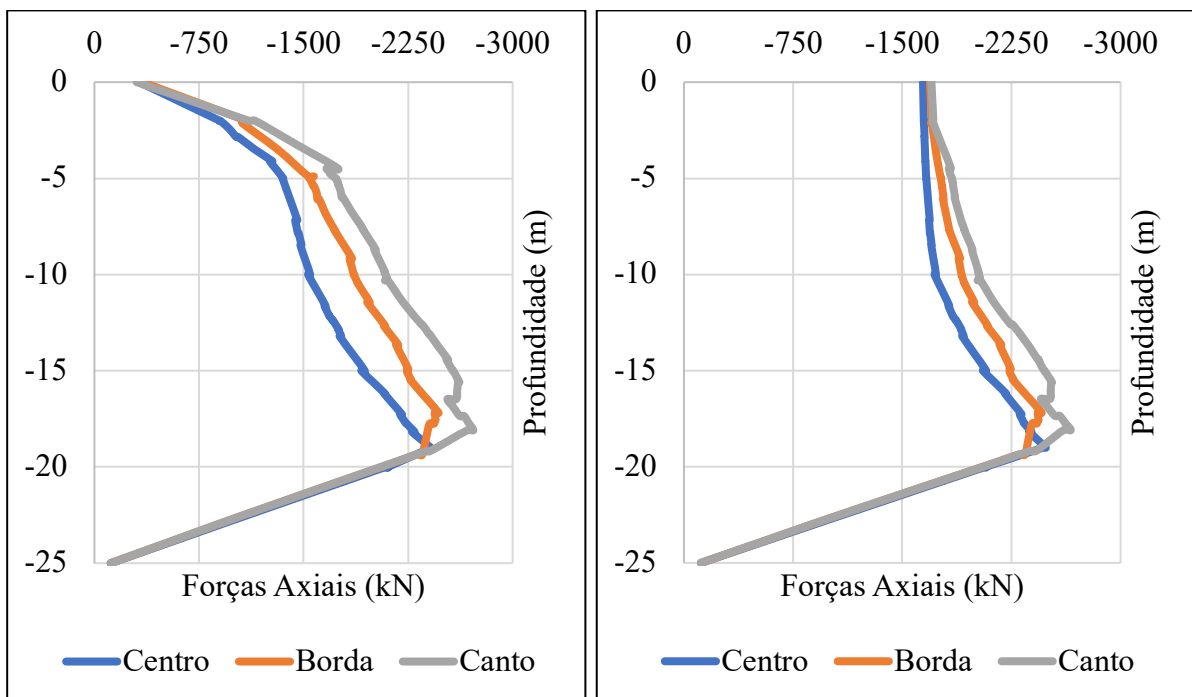
**Figura 5.10:** Radier estaqueado 15x15m flexível e rígido, hipótese 2, ELS.

Já o radier estaqueado 30x30m, a partir da Figura 5.11 e Figura 5.12 repara-se que é igual ao do radier 15x15m, ou seja, quando a laje é flexível, as cabeças das estacas praticamente não transmitem carregamento para o solo, dando oportunidade para o desenvolvimento do atrito negativo no fuste. Além disso, também se observa que as estacas de canto desenvolvem maior atrito negativo do que as de borda e centro. A justificativa é a mesma dita para o caso do radier 15x15m.

Em relação ao radier rígido, no abatimento moderado, nota-se que as estacas de canto e borda recebem e transmitem um grande carregamento, então, praticamente não dão oportunidade para desenvolvimento do atrito negativo, uma vez que essas estacas estão com um carregamento limite por compressão. Quando começa o abatimento extremo, as estacas perimetrais tendem a descer juntamente com o solo e as estacas de centro tentam impedir que elas desçam, dessa forma, atrito negativo é gerado em todas as estacas.



**Figura 5.11:** Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento moderado, no ELS.



**Figura 5.12:** Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento extremo, no ELS.

A Figura 5.13 e a Figura 5.14 apresentam os valores das forças nas cabeças das estacas, a linha neutra e o atrito negativo desenvolvido nas estacas de centro, borda e canto para o radier 30x30m flexível e rígido, no ELS, após abatimento moderado e extremo, respectivamente.

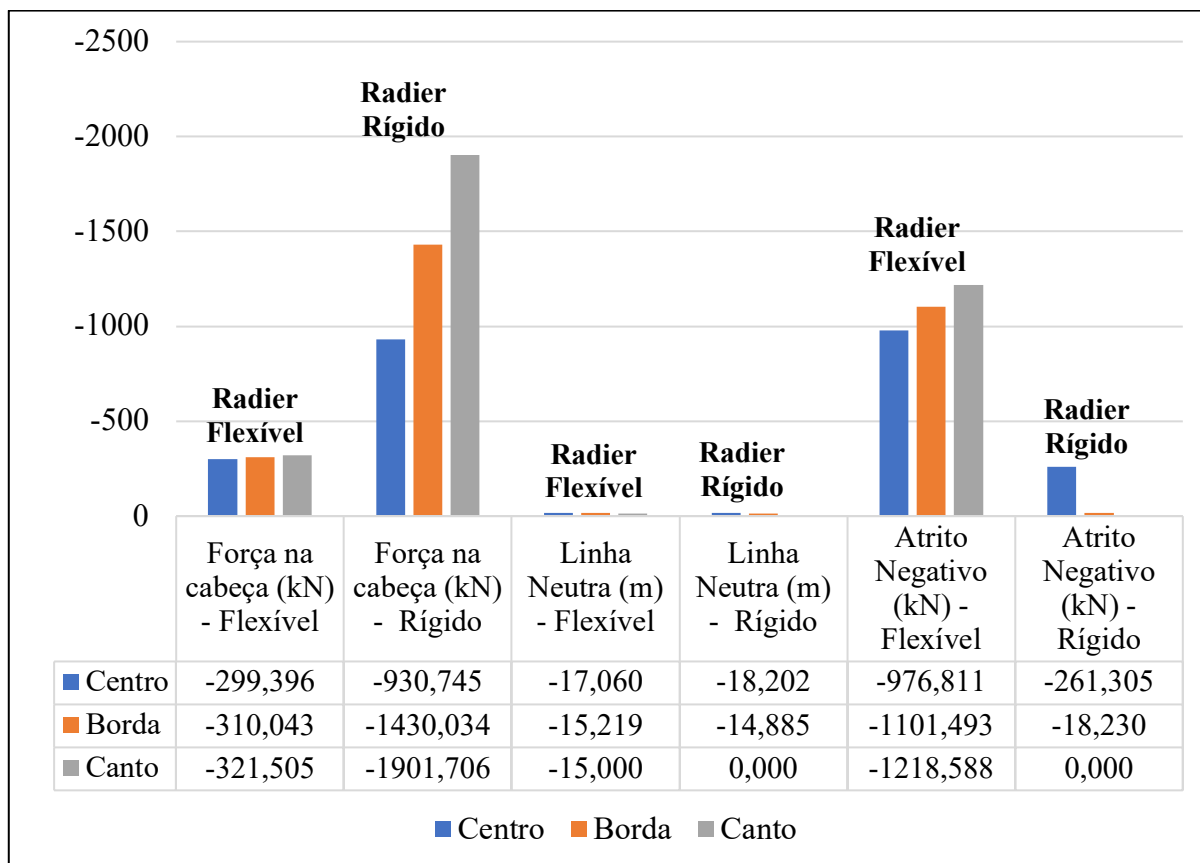


Figura 5.13: Radier estaqueado 30x30m flexível e rígido, hipótese 1, ELS.

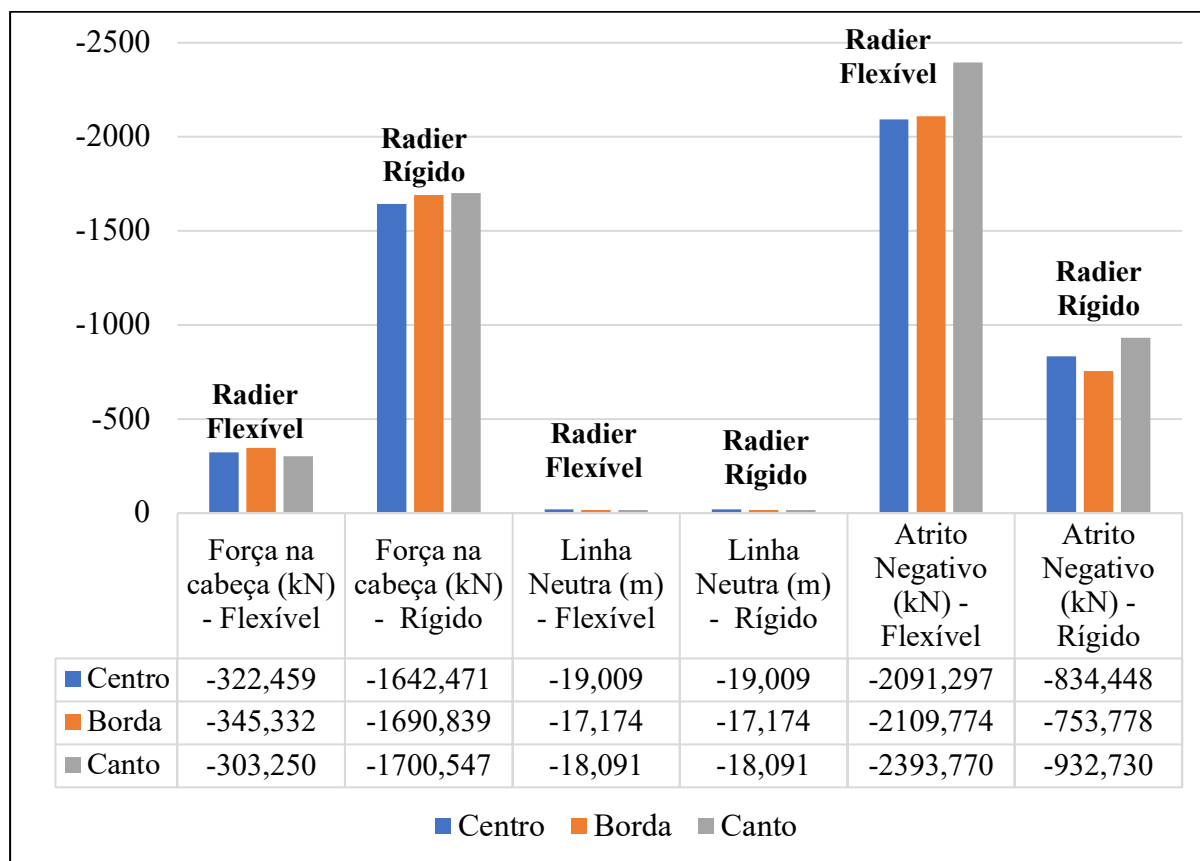
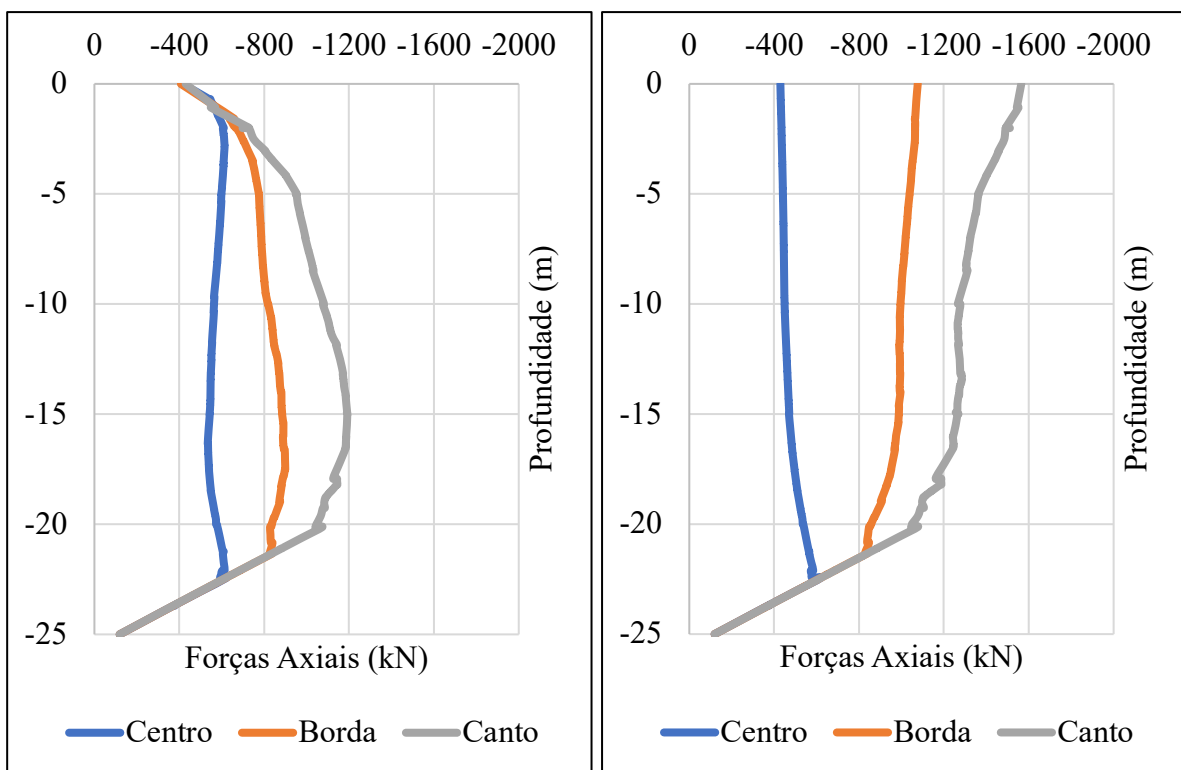


Figura 5.14: Radier estaqueado 30x30m flexível e rígido, hipótese 2, ELS.

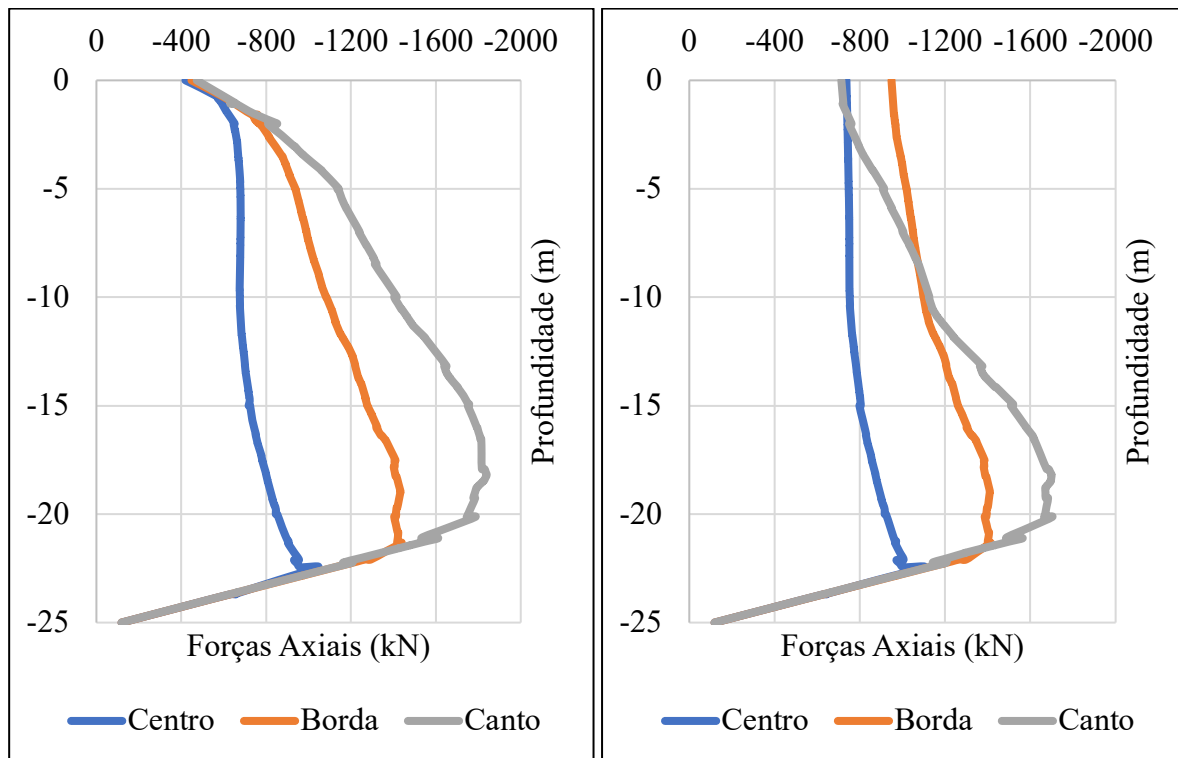
A partir das Figura 5.9, Figura 5.10, Figura 5.13 e Figura 5.14 observa-se que as linhas neutras independem da rigidez da fundação, uma vez que elas são praticamente mantidas na mesma profundidade para ambas as rigidezes e existe um nível neutro diferente para as estacas de centro, borda e de canto.

### 5.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A seguir são apresentados os gráficos do atrito negativo desenvolvido nas estacas de centro, borda e canto para as duas etapas de análises para um grupo de estacas com laje de 15x15m flexível e rígido no ELU (Figura 5.15 e Figura 5.16).



**Figura 5.15:** Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento moderado, no ELU.



**Figura 5.16:** Força axial desenvolvida ao longo das estacas de centro, borda e canto para um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, respectivamente, abatimento extremo, no ELU.

Nota-se que eles possuem a mesma tendência se forem comparados ao ELS em relação ao fato de que as estacas do radier rígido transmitem maiores carregamentos para o solo. Além disso, a laje rígida leva carregamentos muito altos para as estacas perimetrais, então não se permite desenvolver atrito negativo, pois é como se só mobilizasse o positivo. Por isso, observa-se que o atrito negativo nelas é nulo, tendo apenas desenvolvido nas estacas de centro. Mas assim que começa o abatimento extremo, as estacas centro são puxadas para baixo juntamente com o solo, e os carregamentos passam a se distribuírem em todas as estacas, possibilitando que o atrito negativo se desenvolva.

Nota-se ainda que no ELU as estacas estão mais próximas umas das outras e isso dificulta mais o desenvolvimento do atrito negativo. Por este motivo, seus valores são consideravelmente menores do que no ELS.

A Figura 5.17 e a Figura 5.18 apresentam os valores das forças nas cabeças das estacas, a linha neutra e o atrito negativo desenvolvido nas estacas de centro, borda e canto para o grupo de estacas com laje 15x15m flexível e rígida, no ELU, após abatimento moderado e extremo, respectivamente.

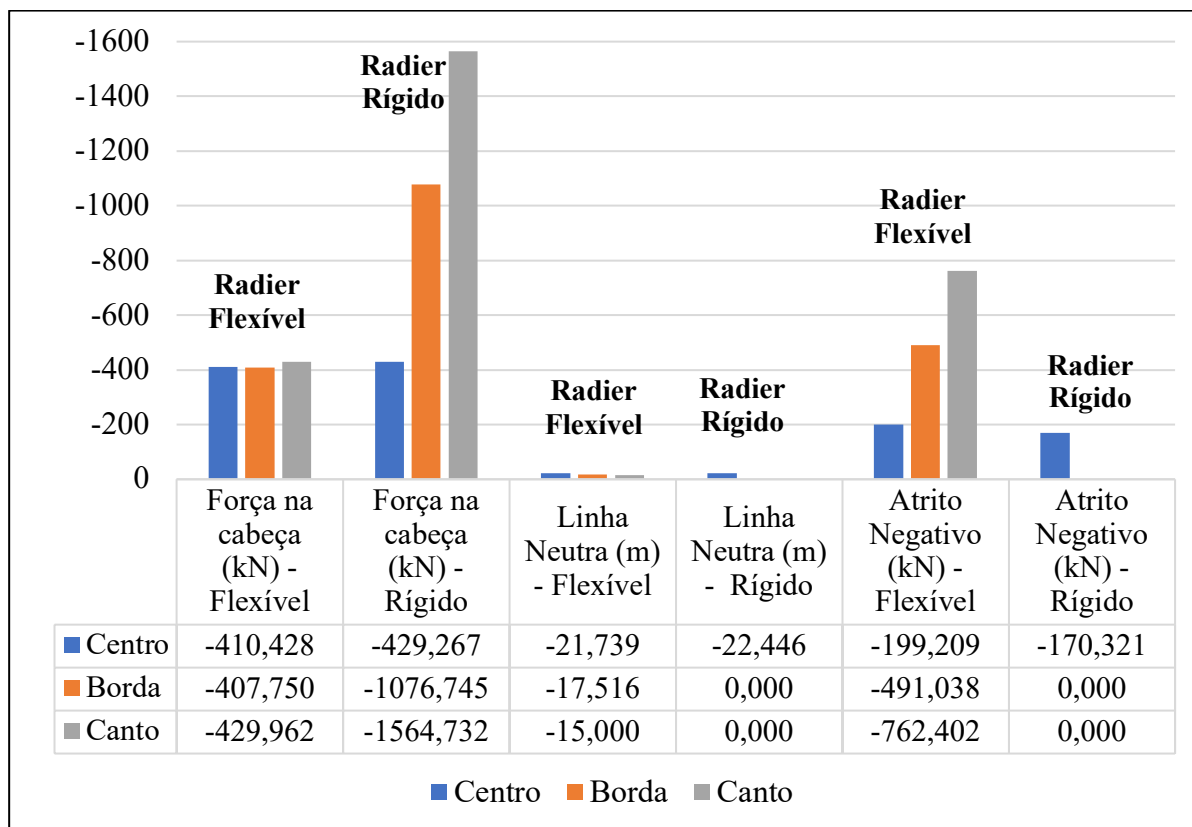


Figura 5.17: Grupo de estacas com laje 15x15m flexível e rígida, hipótese 1, ELU.

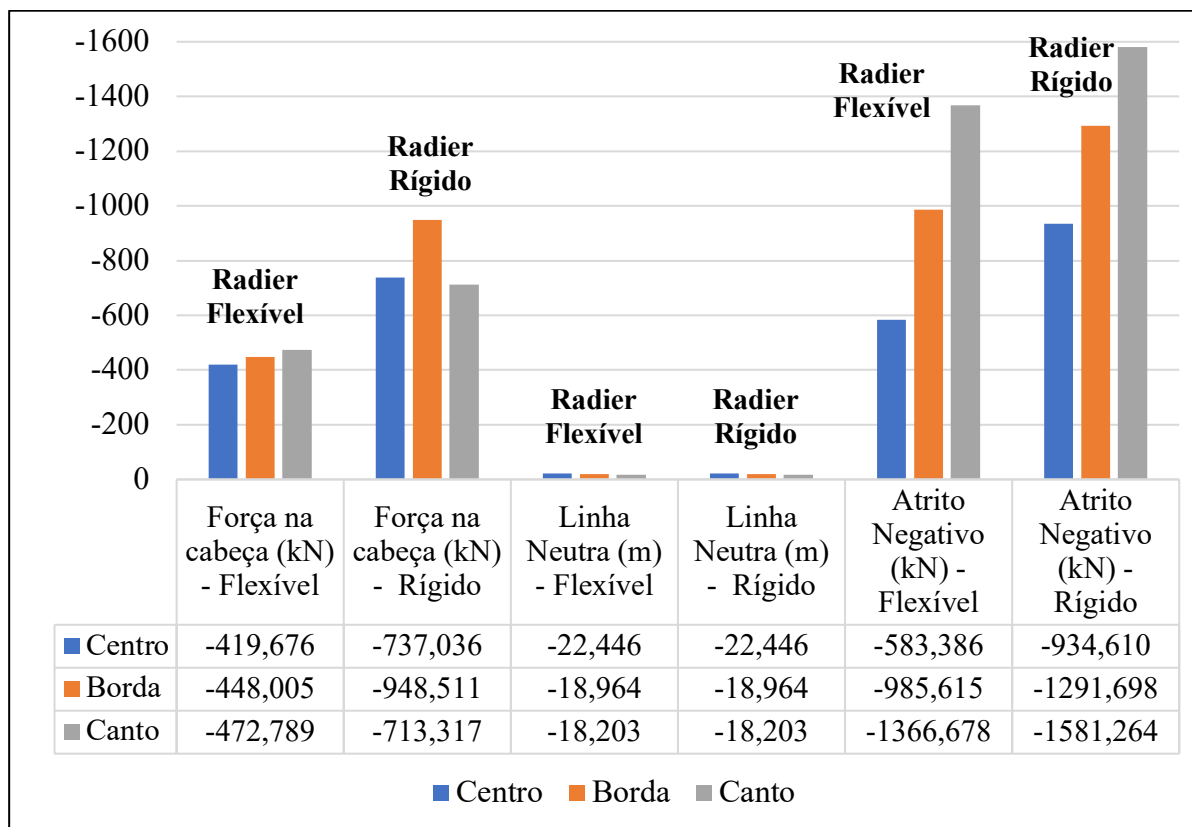


Figura 5.18: Grupo de estacas com laje 15x15m flexível e rígida, hipótese 2, ELU.



Conforme foi observado nas figuras acima, tanto para ELS quanto para ELU, o nível neutro é independente da rigidez da fundação, pois, como foi dito anteriormente, ele é praticamente mantido na mesma profundidade para ambas as rigidezes e existe um nível neutro diferente para as estacas de centro, borda e de canto.

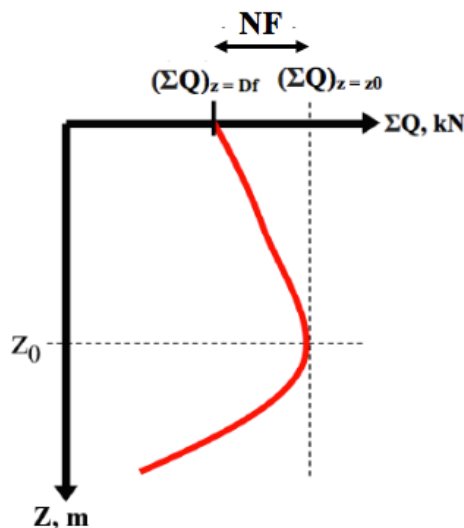
A linha neutra é obtida no ponto em que a carga axial é máxima. Normalmente, as estacas de centro apresentaram as maiores profundidades de nível neutro e isso se deve ao fato de que nas estacas internas o atrito negativo não é alto como nas perimetrais e a resistência por ponta é capaz de suportar essa carga com um desenvolvimento mínimo de carga por atrito positivo e, portanto, o nível neutro é mantido em grande profundidade. Já no caso das estacas perimetrais, as quais desenvolvem mais atrito negativo, uma maior carga de atrito positivo é desenvolvida e, portanto, a profundidade do nível neutro é reduzida. Assim, a profundidade do nível neutro depende essencialmente do equilíbrio das cargas atuantes e das resistentes na estaca.

Os resultados dos outros casos de análise estão apresentados no Apêndice A.

## 6. PROPOSTA DE AVALIAÇÃO DO ATRITO NEGATIVO DE GRUPOS DE ESTACAS

Quantificar o atrito negativo depende de inúmeras variáveis, como foi mencionado nos itens anteriores. Uma maneira mais rápida e simplificada de considerar essa carga axial em projeto é através de fatores de redução, conforme foi proposto por Jeong *et al.* (1997). Os fatores propostos pelos autores se aplicam à magnitude do atrito negativo estimado para uma estaca individual ( $NF_{\text{individual}}$ ). No entanto, o modelo geotécnico utilizado por eles não é representativo das condições presentes no Vale do México.

Assim, a partir dos gráficos e resultados encontrados na modelagem numérica desta pesquisa, a magnitude do atrito negativo foi obtido subtraindo-se o valor do carregamento  $\Sigma Q$  na profundidade do nível neutro ( $z = z_0$ ) com a carga no nível da fundação ( $z = D_f$ ), de acordo com a Figura 6.1.



**Figura 6.1:** Magnitude do atrito negativo.

Como o objetivo principal desta pesquisa foi propor uma metodologia simplificada para cálculo do atrito negativo, apresenta-se, então, a Eq. 5.1:

$$NF = C_R \cdot C_F \quad (\text{Eq. 5.1})$$

Onde:

-  $C_R$ : fatores de redução propostos nesta pesquisa, encontrados na Tabela 6.1 e na Tabela 6.2.

-  $C_F$ : capacidade de carga lateral limite em condições não-drenadas do fuste da estaca, calculada através da Eq. 4.4.

Os fatores de redução são dados, então, pela Equação 5.2:

$$C_R = \frac{NF}{C_R} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

Para os casos de lajes flexíveis, foi mostrado no item 5.1 que ocorre desenvolvimento de atrito negativo após o adensamento devido ao carregamento (Etapa 2). Em vista disso, a fim de encontrar fatores de redução do atrito negativo gerado pelo rebaixamento da proressão (Etapa 4), nos casos de radier flexível, foi subtraído o valor do atrito negativo obtido na etapa 4 e na etapa 2.

**Tabela 6.1:** Fatores de Redução para cálculo do atrito negativo em grupos de estacas, ELS.

Análise	B = L (m)	Radier	Abatimento	Tipo de estaca	C <sub>R</sub>
ELS	15x15	Flexível	Moderado	Centro	0,15
				Borda	0,20
				Canto	0,30
			Extremo	Centro	0,60
				Borda	0,70
				Canto	0,85
		Rígido	Moderado	Centro	0,15
				Borda	0,10
				Canto	0,08
			Extremo	Centro	0,30
				Borda	0,45
				Canto	0,60
	30x30	Flexível	Moderado	Centro	0,15
				Borda	0,20
				Canto	0,20
			Extremo	Centro	0,80
				Borda	0,80
				Canto	0,90
		Rígido	Moderado	Centro	0,20
				Borda	0,00
				Canto	0,00
			Extremo	Centro	0,50
				Borda	0,50
				Canto	0,60

**Tabela 6.2:** Fatores de Redução para cálculo do atrito negativo em grupos de estacas, ELU.

Análise	B = L (m)	Radier	Abatimento	Tipo de estaca	C <sub>R</sub>
ELU	15x15	Flexível	Moderado	Centro	0,02
				Borda	0,15
				Canto	0,15
			Extremo	Centro	0,30
				Borda	0,50
				Canto	0,50
		Rígido	Moderado	Centro	0,10
				Borda	0,00
				Canto	0,00
			Extremo	Centro	0,20
				Borda	0,30
				Canto	0,60
	30x30	Flexível	Moderado	Centro	0,10
				Borda	0,10
				Canto	0,15
			Extremo	Centro	0,40
				Borda	0,50
				Canto	0,60
		Rígido	Moderado	Centro	0,15
				Borda	0,20
				Canto	0,35
Extremo			Centro	0,30	
			Borda	0,50	
			Canto	0,80	

A fim de simplificar ainda mais as tabelas acima, foi proposta a Tabela 6.3 abaixo em função do espaçamento e do diâmetro das estacas, da rigidez do radier e da hipótese de rebaixamento da poropressão.

**Tabela 6.3:** Fatores de redução propostos como metodologia simplificada para avaliação do atrito negativo em grupos de estacas.

<b>Tipo de análise</b>	<b>Rigidez do radier</b>	<b>Posição da estaca no grupo</b>	<b>Rebaixamento moderado</b>	<b>Rebaixamento extremo</b>
ELS s= 7,5D a 10,0D	Flexível	Centro	0,15	0,80
		Borda	0,20	0,80
		Canto	0,30	0,90
	Rígido	Centro	0,20	0,50
		Borda	0,10	0,50
		Canto	0,08	0,60
ELU s= 4,0D a 6,0D	Flexível	Centro	0,10	0,40
		Borda	0,15	0,50
		Canto	0,15	0,60
	Rígido	Centro	0,15	0,30
		Borda	0,20	0,50
		Canto	0,35	0,80

Jeong *et al.* (1997) propôs uma metodologia similar à Tabela 6.3. Os autores recomendaram fatores de redução para grupos quadrados de 9 a 25 estacas com  $s/d = 2,5$  e  $5,0$ . Ao comparar a metodologia proposta por eles e nesta pesquisa, nota-se que os autores supracitados utilizaram espaçamentos bem menores e analisaram o atrito negativo desenvolvido nas estacas de um grupo causado por sobrecarga, diferentemente desta pesquisa, na qual foi analisada atrito negativo gerado por rebaixamento da poropressão. Além disso, eles não analisaram a rigidez do radier.

Os fatores de redução propostos nesta pesquisa facilitarão a estimativa do atrito negativo em estacas de centro, borda e canto, uma vez que essa carga axial sobre a fundação com grupos de estacas será conhecida mais rapidamente. Além disso, eles são representativos para casos típicos de estados limites de serviço e de ruptura para condições de rebaixamento moderado e extremo da poropressão.

## 7. CONCLUSÕES

As conclusões obtidas através da modelagem numérica tridimensional realizada nessa presente pesquisa são:

a) A carga axial na estaca por atrito negativo depende da rigidez da laje, da posição da estaca dentro do grupo e da separação entre as estacas.

b) Os recalques da fundação são uma forma indireta de analisar o desenvolvimento de atrito negativo nas estacas, visto que essa carga tem um efeito direto na magnitude dos deslocamentos verticais da fundação.

c) A região que possui o radier estaqueado está reforçada e quanto mais extremo é o abatimento da poropressão, mais resistente a estaca fica e, conseqüentemente, menor é o recalque. Em um determinado momento a fundação para de recalcar, mas o solo ao redor continua deslocando-se para baixo, ocorrendo a emersão aparente da fundação.

d) Quando a laje da fundação é flexível, ela deforma desigual e os carregamentos vindos da superestrutura são transmitidos, praticamente, diretamente para o solo, então as cabeças das estacas recebem pouco carregamento, o que faz gerar maior atrito negativo nas estacas, pois pouco atrito positivo é mobilizado. Já no caso do radier rígido, a laje deforma uniformemente e grande parte do carregamento é transmitido pela cabeça das estacas, gerando menos atrito negativo ao longo delas.

e) No caso do radier flexível, um maior atrito negativo se desenvolve nas estacas de canto e, em menor grau, nas estacas de centro, uma vez que sua área de influência é menor e as estacas ao redor "protegem" o solo que as envolve, fazendo com que os efeitos do adensamento serem menores. Para o radier rígido, no abatimento moderado, como as estacas de canto e borda recebem e transmitem um grande carregamento, praticamente não dão oportunidade para desenvolvimento do atrito negativo. Quando começa o abatimento extremo, as estacas perimetrais tendem a descer juntamente com o solo e as estacas de centro tentam impedir que elas desçam. Dessa forma, atrito negativo é gerado em todas as estacas e com maior magnitude nos cantos.

f) O nível neutro de uma estaca depende de um equilíbrio de forças atuantes e resistentes que se desenvolvem ao longo dela. Quando há um aumento no atrito negativo devido aos abatimentos, uma maior profundidade do nível do eixo neutro na estaca é observada, variando um pouco em relação ao nível anterior.

g) Há uma variação da profundidade do nível neutro para as estacas internas, de borda e de canto dentro de um grupo. Esta profundidade é geralmente menor para as estacas de canto e de borda do que para as estacas internas.

h) Os fatores de redução propostos nesta pesquisa facilitarão a estimativa do atrito negativo, uma vez que a carga axial sobre a fundação com grupos de estacas será conhecida mais rapidamente e eles, eles são representativos para casos típicos de estados limites de serviço e de ruptura para condições de rebaixamento moderado e extremo da poropressão.

i) Por fim, o estudo de grupos de estacas dentro de um solo sujeito à subsidência regional é um problema complexo no qual muitas variáveis estão envolvidas. Ainda é necessário ampliar o conhecimento sobre o comportamento de grupos de estacas com diferentes profundidades de escavação, diferentes formas de planta de fundação, o uso de diferentes tipos de estacas, etc. No entanto, este trabalho oferece uma melhor compreensão do atrito negativo em grupos de estacas e o comportamento de fundações projetadas em termos de estados limites na zona lacustre da Cidade do México.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2001). NBR 6484. Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 17p.
- ABNT (2010). NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, RJ, 91p.
- ABNT (2013). NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 15p.
- ALBERRO, J. & HIRIART, G. (1973). Resistencia a largo plazo de las arcillas de la Ciudad de México, DF: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- AUVINET, G. G. & HANEL, J. J. (1981). Negative skin friction on piles in Mexico City clay. Proceedings: 10th ICSMFE, Estocolmo, Suécia: 599-604.
- AUVINET, G. G. & RODRÍGUEZ, J.F.R. (2017). Criteria for the design of friction piles subjected to negative skin friction and transient loads. Ingeniería Investigación y Tecnología, México, v. XVIII, n. 3, p. 279-292.
- AUVINET, G. G., MÉNDEZ, E. & JUÁREZ, M. (2017). Recent information on Mexico City subsidence. Proceedings of the 19<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, South Korea, p. 3295-3298.
- AUVINET, G.G. & JUÁREZ, M. (2011). Geotechnical characterization of Mexico City subsoil. Pan-Am CGS Geotechnical Conference.
- AZEVEDO, A.F.M. (2003). Método dos elementos finitos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 248p.
- BADILLO, J. E. & RODRIGUEZ, A. R. (1973). Mecánica de Suelos: Tomo II, Limusa, México, 597p.
- BALAKUMAR, V. (2008). Experimental Studies of Model Pile Rafts on Sand and Field Study of Prototype Behavior. Doctoral Dissertation, Anna University, Chennai, India, 358 p.
- BANERJEE, S. (2009). Centrifuge and numerical modelling of soft clay-pile-raft foundations subjected to seismic shaking. Tese de Doutorado. University of Singapore, Singapore, 349 p.
- BARRADAS, M. T., GOMES, E., CARVALHO, A. & VIEIRA, C. I. (2010). V Congresso Norte e Nordeste de Pesquisa e Inovação. Maceió, Alagoas, 8p.
- BJERRUM, L., JOHANNESSEN, I.J. & EIDE, O. (1971). Reduction of negative skin friction on steel piles to rock. Soil Mech & Fdn Eng Conf Proceedings, Mexico, pp. 27-34.
- BOWLES, J. E. (1997). Foundation Analyses and Design. McGraw-Hill, Singapore, 5th ed.
- BOZOUK, M. & LABRECQUE, A. (1969). Downdrag measurements on 270-ft composite piles, ASTM Special Technical Publication, 444, pp. 15-40.



- BRIANÇON, L., HAZA-ROSIER, E., THOREL, L., DAMIEL, D. & COMBARIEU, O. (2011). Recommendations for design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. IREX's Soil Specialist Cluster, 317 p.
- BRIAUD, J. L. (1997). Bitumen selection for reduction of downdrag on piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1127 – 1134.
- BRIAUD, J. L., JEONG, S., Y BUSH, R. (1991). Group effect in the case of downdrag. *Geotechnical Engineering Congress Vol. I ASCE*, pp. 505-518. Colorado, USA.
- BRINKGREVE, R. B. J., KUMARSWAMY, S., & SWOLFS, W. M. (2015). *Reference Manual*.
- BURLAND, J. B., JAMIOLKOWSKI, M. B. & VIGGIANI, C. (2009). Leaning Tower of Pisa: behavior and stabilization operations. *International Journal of Geoengineering Case Histories*, v. 1, issue 3, p. 156-169.
- BURLAND, J. B., JAMIOLKOWSKI, M. B. & VIGGIANI, C. (2015). Under excavating the Tower of Pisa: back to future. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, v.46, n. 4, p. 126-135.
- CHAN, R. K. S. (2006). *Foundation design and construction*. Geo Publication, N 1. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, Hong Kong, 376p.
- CHOW, Y. K., LIM, C. H. & KARUNARATNE, G. P. (1996). Numerical Modelling of Negative Skin Friction on Pile Groups. *Computers and Geotechnics*, v. 18, n. 3., pp. 201-224.
- CHOW, Y.K. & THEVENDRAN, V. (1987). Optimization of pile groups. *Computers and Geotechnics*, England, pp. 43-58.
- COMODROMOS, E. M. & BAREKA, S. V. (2005). Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis. *Computers and Geotechnics*, v. 32, p. 210-221.
- CORDEIRO, A.F.B. (2007). Avaliação numérica de reforço de grupo de estacas pela introdução de estacas adicionais. *Dissertação de Mestrado em Geotecnia*, Universidade de Brasília, 118p.
- CORRALES, L.A. G. (2018). Análise comparativa da estabilidade interna de cortinas atirantadas utilizando métodos analíticos e simulações numéricas 2D. *Dissertação de Mestrado em Geotecnia*, G.MD-303/18, Universidade de Brasília, 145p.
- COUTINHO, R. Q. (2006). Characterization and engineering properties of Recife soft clays – Brazil. In book: *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*. Taylor and Francis Group, London, UK, 512 p.
- CUNHA, R.P., SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2000). "Class C" analysis of a piled raft case history in Gothenburg, Sweden. *Conference: Geotech, Developments in Geotechnical Engineering*, Bangkok, Volume: 1.

- CUNHA, R.P., POULOS, H.G. & SMALL, J.C. (2001). Investigation of design alternatives for a pile raft case history. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 635-641.
- DAI, G., SALGADO, R., GONG, W. & ZHANG, Y. (2012). Load test on full-scale bored pile groups. *Canadian Geotechnical Journal*, j. 49, p. 1293-1308.
- DAO, T.P.T. (2011). Validation of PLAXIS embedded piles for lateral loading. Dissertação de Mestrado, Delft University of Technology, Holanda, 113p.
- DE BEER, E. E; WALLAYS, M. (1983). Quelques Problèmes que Posent les Fondations sur Pieux dans les Zones Portuaries. *La Technique des Travaux*, pp. 375-384.
- DE SANCTIS, L. & MANDOLINI, A. (2006). Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132, p. 1600-1610.
- DHATT, G., TOUZOT, G. & LEFRANÇOIS, E. (2013). *Finite element method*. Wiley and Sons, Inc.
- DÍAZ-RODRÍGUEZ, J. A. (2003). Characterization and engineering properties of Mexico City lacustrine soils. In book: *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*. Publisher: Balkema Publishers Editors: T.S. Tan, K.K. Phoon, D.W. Hight, S. Leroueil. P. 725-755.
- EL-MOSSALLAMY, Y.M., HEFNY, A.M., DEMERDASH, M.A. & MORSY, M.S. (2013). Numerical analysis of negative skin friction on piles in soft clay. *HBRC Journal*, 9. Egito, p. 68-76.
- EL-MOSSALLAMY, Y.M., TAWFIK, M.M. & ZAYED, M.A. (2015). Application of ultimate limit state design for axially loaded single piles in Egyptian geotechnical practice. *Housing and Building National Research Center Journal*. 9 p.
- ENDO, M., KAWASAKI, T. & SHIBATA, T. (1969). Negative skin friction acting on steel pipe pile in clay. *Proceeding: 7th ICSMFE, México*.
- FELLENIUS, B. H. (1984). Negative skin friction and settlement of piles. *Proceedings of the Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute, Singapore*, 18p.
- FISH, J. & BELYTSCHKO, T. (2007). *A First Course in Finite Elements*. John Wiley & Sons, 336 p.
- FREITAS, A.C. (2010). Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 231pp.
- GARCIA, J. R. (2015). Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP. Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 321p.

- GNIEL, J. & BOUAZZA, A. (2009). Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*. Elsevier, v. 27, p. 167-175.
- GUERRA, A. J. T. G. & CUNHA, S. B. (1994). *Geomorfologia: uma atualização de bases e conceitos*. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, 474p.
- HAN, J. & GABR, M. A. (2002). Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 128, issue 1, p. 44-53.
- HEWITT, C.M. (1989). *Cyclic Response of offshore pile groups*. Tese de Doutorado em Filosofia, University of Sydney, Austrália, 254 p.
- HORVART, E.; VAN DER VEEN, C. (1977). Negative skin friction and safety analysis of piles, *Proc. of the 9th Inter. Cont. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Tokyo, pp. 551-554.
- HUANG, T., ZHENG, J. & GONG, W. (2014). Research on negative skin friction on pile by a simple model experiment. *Applied Mechanics and Materials*, p. 693-696.
- HUANG, T., ZHENG, J. & GONG, W. (2015). The Group Effect on Negative Skin Friction on Piles. *8th International Conference on Asian and Pacific Coasts*. *Procedia Engineering* 116, pp. 802 – 808.
- INDRARATNA, B., BALASUBRAMANIAM, A. S., PHAMVAN, P., & WONG, Y. K. (1992). Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(3), pp. 393-404.
- JEONG, S., KIM, S. & BRIAUD, J. (1997). Analysis of downdrag on pile groups by finite element method. *Computers and Geotechnics*, v. 21, n. 2, p. 143-161.
- JUÁREZ, M.C, AUVINET, G.G. & MENDEZ, E, S. (2016). *Geotechnical Zoning of Mexico Valley Subsoil*. *Ingeniería, investigación y tecnología*, vol.17, n.3, México.
- KAMON, M. & BERGADO, D.T. (1991). *Ground Improvement Techniques*. *Proc. 9<sup>th</sup> Asian Regional Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Bangkok, Thailand, 2. 526-546.
- KATZENBACH, R., ARSLAN, U. & MOORMANN, C. (2000). *Design applications of raft foundations*. Edited by J. A. Hemsley. Thomas Telford Ltda. Londres, Inglaterra, 626p.
- KEMPFERT, H.G. & GEBRESELASSIE, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Springer Verlag NY, New York, USA, 576p.
- KEENAN, G. & BOBOZUK, M. (1985). Downdrag on a three-pile group of pipe piles. *Proceedings: 11th ISSMGE*, São Francisco, USA, p. 1407-1412.
- LEE, C. Y. (1993). Pile groups under negative skin friction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(10): 1587-1600.

- LEÓN, R.F.P. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, G.DM-284/17, Universidade de Brasília, 156p.
- LEUNG, C.F., LIAO, B.K., CHOW, Y.K., SHEN, R.F. & KOG, Y.C. (2004). Behavior of pile subject to negative skin friction on axial load. *Soils and Foundations*, v. 44, p. 17-26.
- LITTLE, J.A. (1994). Downdrag on piles: review and recent experimentation. *Geotechnical Special Publication*, ASCE, p. 1805-1826.
- LO, K. Y. (1962). Shear strength properties of a sample of volcanic material of the Valley of Mexico. *Géotechnique* 12: 303-319.
- MANDOLINI, A., DI LAORA, R., & MASCARUCCI, Y. (2013). Rational Design of Piled Raft. *Procedia Engineering*, 57: 45-52.
- MARJANOVIĆ, M., VUKIĆEVIĆ, M., KÖNIG, D., SCHANZ, T. & SCHÄFER, R. (2016). Modeling of Laterally Loaded Piles Using Embedded Beam Elements. *Proceedings of International Conference Contemporary Achievements in civil Engineering*, Subotica, Servia, pp. 349-358.
- MARSAL, R.J. & MAZARI, M. (1959). El subsuelo de la Ciudad de México. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- MARSAL, R. J. & SALAZAR, J. (1960). Pore pressure and volumetric measurement in triaxial compression tests. *Research conf. on shear strength on cohesive soils*, ASCE, Boulder: 965-983.
- MASSAD, F. (2009). Solos marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- MATYAS, E.L. & SANTAMARINA, J.C. (1994). Negative skin friction and the neutral plane. *Canada Geotech.*, J. 31, 591-597.
- MENESES, P.J.B.S. (2007). Grupos de estacas sob ações horizontais. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 86p.
- MEYERHOF, G.G. (1982). Limit states design in geotechnical engineering. *Structural Safety*, 1, Elsevier Scientific Publishing Company, pp. 67-71.
- WOOD, D.M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press. Cambridge, UK.
- WOOD, D.M. (2004). *Geotechnical Modelling*. Spon Press Taylor and Francis Group. London, UK.
- NIETO LEAL, A., TAUTA, J.F.C. & BLANCO, E.F.R. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. *Rev. ing. univ. Medellín*, vol.8, n.15, pp.75-91. ISSN 1692-3324.

NOAO. (2002). Understanding Subsidence. The Hartford Loss Control Department. Technical Information Paper Series, United States, 6p.

Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Y Construcción De Cimentaciones. (2004). Gaceta Oficial Del Distrito Federal, México.

OKABE, T. (1977). Large negative friction and friction-free pile methods. Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan: pp. 679-682.

OLIVEIRA, F. S. (2015). Análise Numérica de Experimento para Avaliação dos Efeitos de Sobrecargas Assimétricas em Estacas. Dissertação (mestrado), UFRJ/ COPPE. Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro.

OROZCO, L. F. & OROZCO, M. C. (2011). Difficult excavations and foundations for buildings on soft soils in Bogotá. Geo-Frontiers Congress, Dallas, Texas, USA, p. 3360-3369.

ORTIGÃO, J.A. (1995). Introdução à Mecânica dos solos dos estados críticos, 2ed, Rio de Janeiro, RJ, LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora.

OVANDO-SHELLEY, E. & SANTOYO, E. (2001). Under excavation For Leveling Buildings in Mexico City: Case of The Metropolitan Cathedral and The Sagrario Church. Journal of Architectural Engineering, pp. 61-70.

OVANDO-SHELLEY, E., OSSA, A. & ROMO, M. P. (2007). The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27, pp. 333–343.

PACHECO, D.C.C. (2017). Análise Numérica da interação de estruturas subterrâneas em solos moles em processo de adensamento, estudo de caso: Usina de Bombeamento “Casa Colorada”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117p.

PEDROSO, D.M. (2002). Modelos elastoplásticos para solos argilosos: capacidade de previsão de comportamento e integração da relação constitutiva. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, G.DM-096<sup>a</sup>/02, Universidade de Brasília, 171p.

PEIXOTO, M.J.R. (2014). Estudo de modelos constitutivos do solo e avaliação da sua adequabilidade. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Técnico Lisboa, Portugal, 111p.

PLOMP, A. & MIERLO, W.C. (1948). Special problems, effects of drainage by well points on pile foundations. Proceedings: 2nd ICSMFE, Rotterdam, v. 4, p. 141-148.

POOROOSHASB, H. B., ALAMGIR, M. & MIURA, N. (1996). Negative Skin Friction on Rigid and Deformable Piles. Computers and Geotechnics, v. 18, n. 2, pp. 109 -126.

POTTS, D. M. & ZDRAVKOVIC, L. (2001). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: application. Thomas Telford, London, UK. 427 p.

PÓVOA, L. M. M. (2016). Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Rio de Janeiro. 138p.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1980). Pile foundation analysis and design. T. William Lambe, Sydney, 397p.

POULOS, H. G., (1991). Foundation Economy Via Piled-Raft Systems. Keynote Paper of Piletalk International '91. 13-14 August 1991: Kuala Lumpur, Malaysia, p. 97-106.

POULOS, H. G. (1997). Piles subjected to negative friction: a procedure for design. Geotechnical Engineering, Vol. 28, No. 1, pp. 23 - 44.

POULOS, H.G. (1998). The pile-enhanced raft – an economical foundation system. In: Keynote Lecture, XI COBRAMSEG, Brasília.

POULOS, H. G. (2001). Piled-raft foundations: design and applications. Geotechnique. 51 (2), pp. 95-113.

PRAKASH, S., & SHARMA, H. D. (1990). Pile foundations in engineering practice. John Wiley & Sons, New York, USA, 736 p.

RANDOLPH, M. F. (1994a). Design and performance of a piled foundation. In: 13th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi. Proceedings... New Delhi: Publications Committee XIII ICSMFE, 1994. v. 5, p. 61-65.

RANDOLPH, M. F. (1994b). Design methods for pile groups and piled rafts. In: 13th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi. Proceedings... New Delhi: Publications Committee XIII ICSMFE, 1994. v. 1, 61-82.

REFERENCE MANUAL PLAXIS 3D. (2016).

RESÉNDIZ, D., Y AUVINET, G. (1973), Analysis of pile foundations in consolidating soil, Proceedings of the Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Russia, Vol. 2, pp. 210-218.

RINCON, E. R. (2016). Análise experimental do comportamento de sistemas de radier estaqueado em solos moles em processos de adensamento. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 237p.

RODRÍGUEZ, J.F.R. (2010). Modelado del Comportamiento de Pilotes e Inclusiones Sometidos a Consolidación Regional, en la Zona Lacustre de la Ciudad de México. Tese de Doutorado. UNAM, México

RODRÍGUEZ, J.F.R, AUVINET, G.G., MARTÍNEZ, H.C. (2015). Settlement Analysis of Friction Piles in Consolidating Soft Soils. Revista de Ingeniería Dyna. Medellín, Colômbia, p. 211-220.

RODRÍGUEZ, J.F.R & AUVINET, G.G. (2015). Analytical Model for Friction Piles in Consolidating Soft Soils. Revista de Ingeniería Dyna. Medellín, Colômbia, p.1- 7.

RUIFU, S. (2008). Negative Skin Friction on Single Piles and Pile Groups. Tese de Doutorado. National University of Singapore, Cingapura. 372p.

SALES, M. M. (2000). Análise do comportamento de sapatas estacadas. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.

SALES, M.M., CUNHA, R.P., FARIAS, M.M., SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2000). Comparisons of some programs for analyzing piled raft problems. *Developments in Geotechnical Engineering*, Southeast Asian Geotechnical Society, Bangkok, Thailand, v. 1, 10p.

SALES, M.M., SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2010). Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements and predictions. *Canadian Geotechnical Journal* 47, pp. 327-345.

SANTOS NETO, P.M. (1981). Métodos de cálculo de atrito negativo em estacas – estudo e discussão. Dissertação de mestrado, COPPE- UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 241p.

SANTOS, A.H.A. & GALGOUL, N.S. (2010). Estudos computacionais para análise de fundações profundas considerando o atrito negativo. *Engenharia Estudo e Pesquisa*. Santa Maria, v. 10 - n. 1 - p. 62-69.

SANTOYO, E. & OVANDO-SHELLEY, E. (2005). Under excavation of the Tower of Pisa and at Mexico City's Metropolitan Cathedral. *Foundation Engineering in Difficult Soft Soil Conditions for XVI<sup>th</sup> ISSMGE Conference*. Osaka, Japan.

SHIBATA, T., SEKIGUCHI, H. & YUKITOMO, H. (1982). Model tests and analysis of negative skin friction acting on piles. *Soils and Foundations*, 22(2), p. 29-39.

SOUZA, R.S. (2010). Análise dos fatores de interação entre estacas em radier estacado: comparação entre duas ferramentas numéricas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 171p.

TAMEZ, E., OVANDO, E., & SANTOYO, E. (1997). Under excavation of Mexico City's Metropolitan Cathedral and Sagrario Church. *Proc. 14th International Conference Soil Mechanics & Foundation Engineering.*, Hamburg: 4: 2105-2126.

TEIXEIRA, W., FAIRCHILD, T. R., TOLEDO, M. C. M. & TAIOLI, F. (2003). *Decifrando a Terra*. São Paulo: Oficina de Textos, 626p.

TERZAGHI, K., PECK, R.B. & MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc., USA, 3rd ed., 664p.

VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (2012). *Fundações*. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil.

VILLA, R. (2004). Aplicación del principio de proporcionalidad natural para describir el comportamiento esfuerzo-deformación de la arcilla del Valle de México sometida a ensayos de compresión triaxial drenados y no drenados, en estado preconsolidado. Dissertação de Mestrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

WEI, Q. (2006). Land subsidence and water management in Shanghai. Dissertação de Mestrado. Delft University of Technology. Delft, Holanda. 65p.

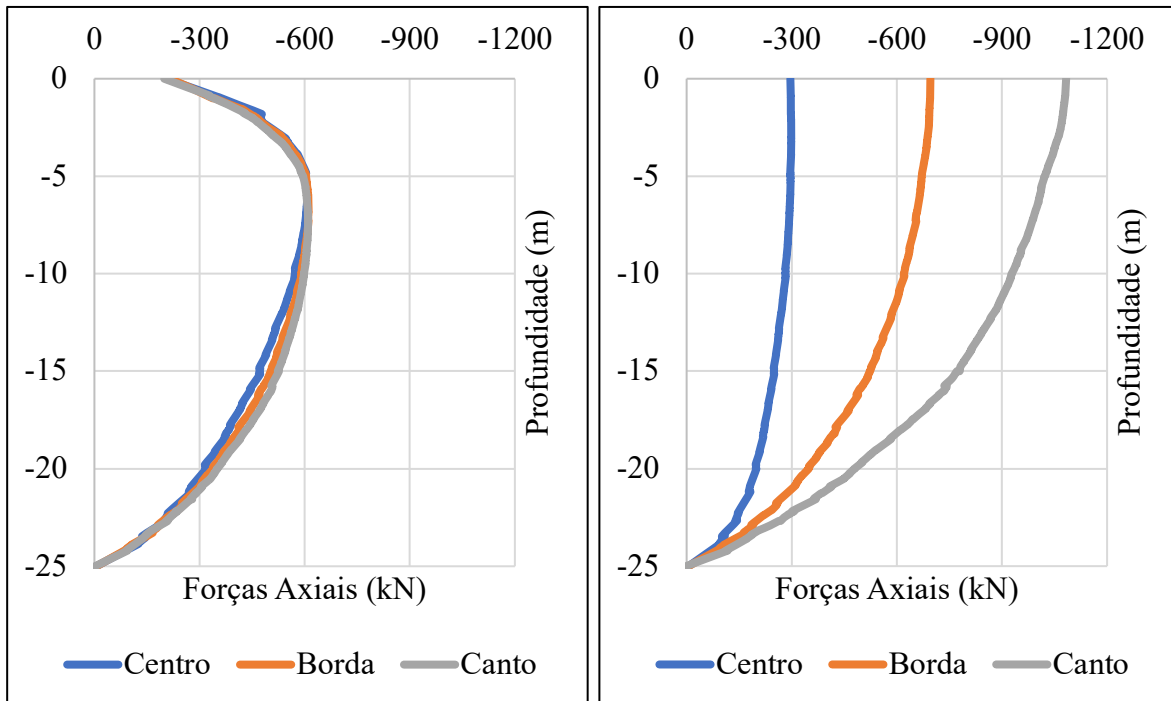
WHITAKER, T. (1957). Experiments with model piles in groups. *Géotechnique*, 7(4), p. 147-167.

WULANDARI, P. S. & TJANDRA, D. (2015). Analysis of piled raft foundation on soft soil using PLAXIS 2D. The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5). *Procedia Engineering* 125, p. 363 – 367.

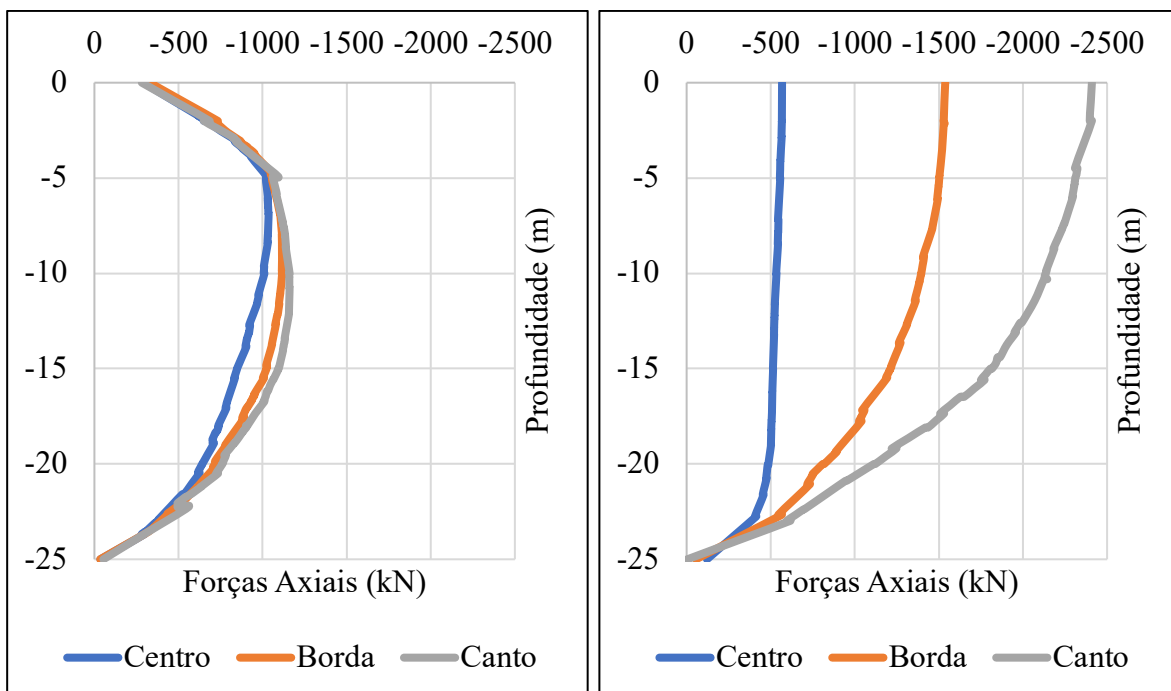
ZEEVAERT, L. (1982). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Van Nostrand Reinhold Company. New York, USA, 2nd ed, 696p.



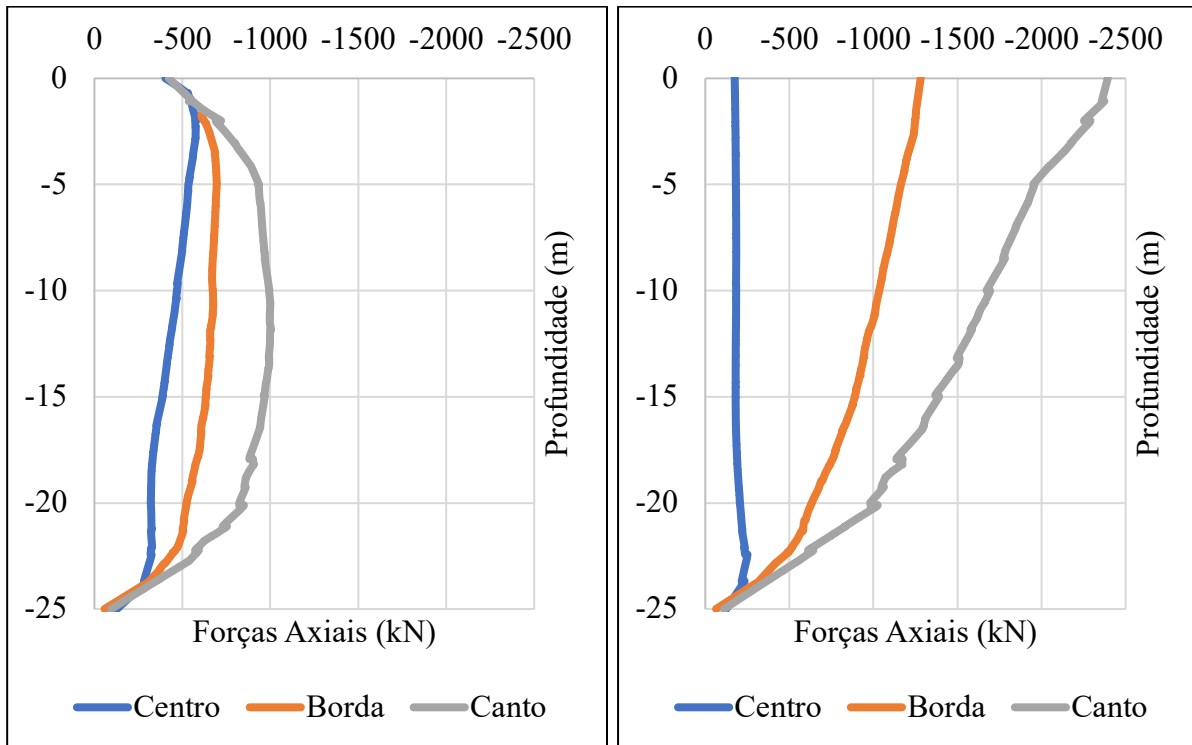
## A.2. ETAPA 2: ADENSAMENTO POR CARREGAMENTO



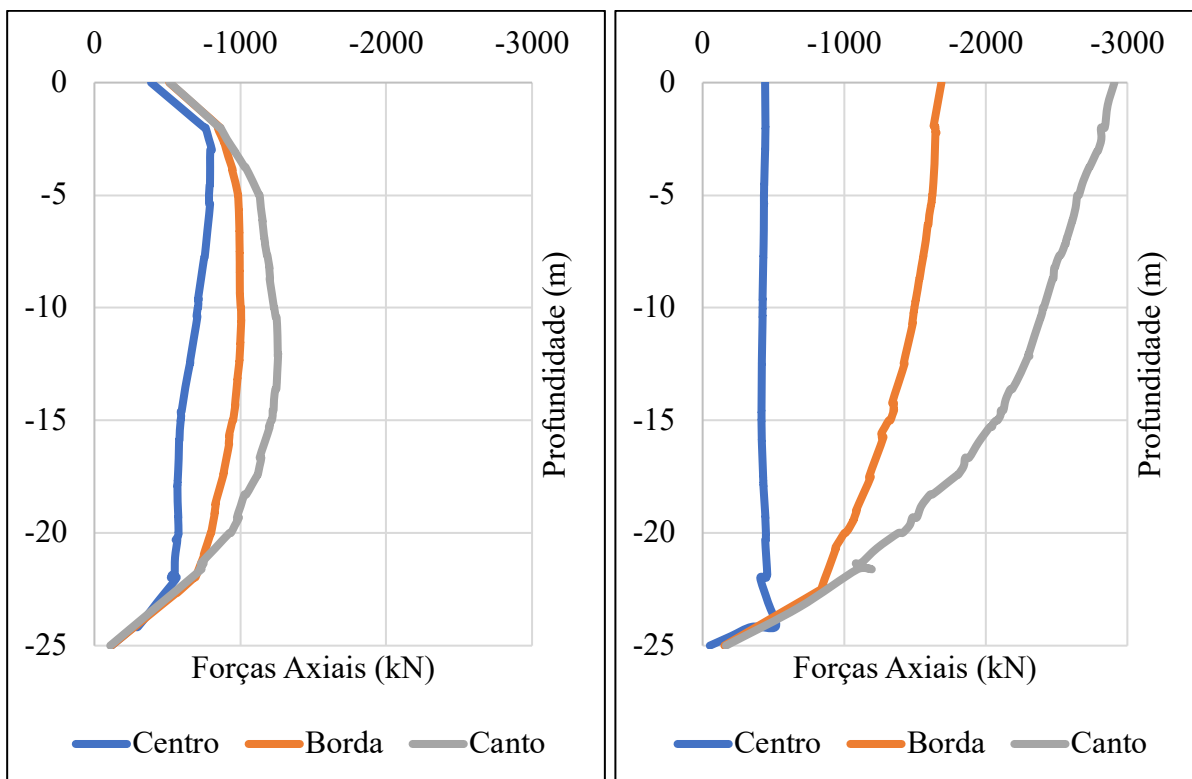
**Figura A.1:** Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, no ELS, Etapa 2.



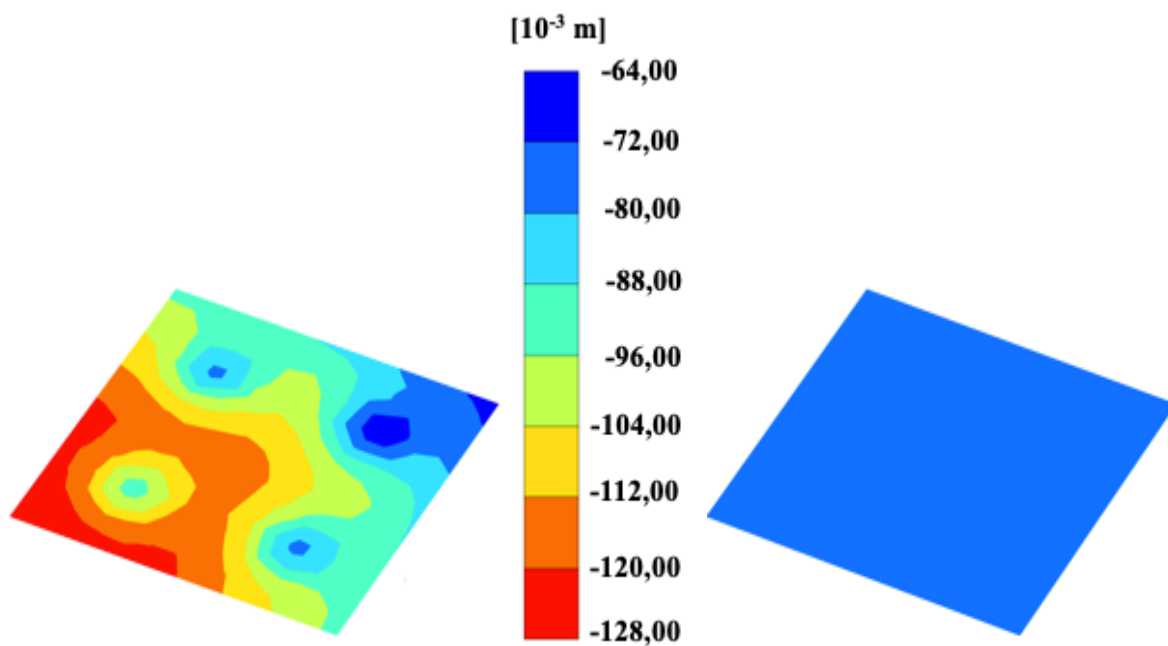
**Figura A.2:** Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, no ELS, Etapa 2.



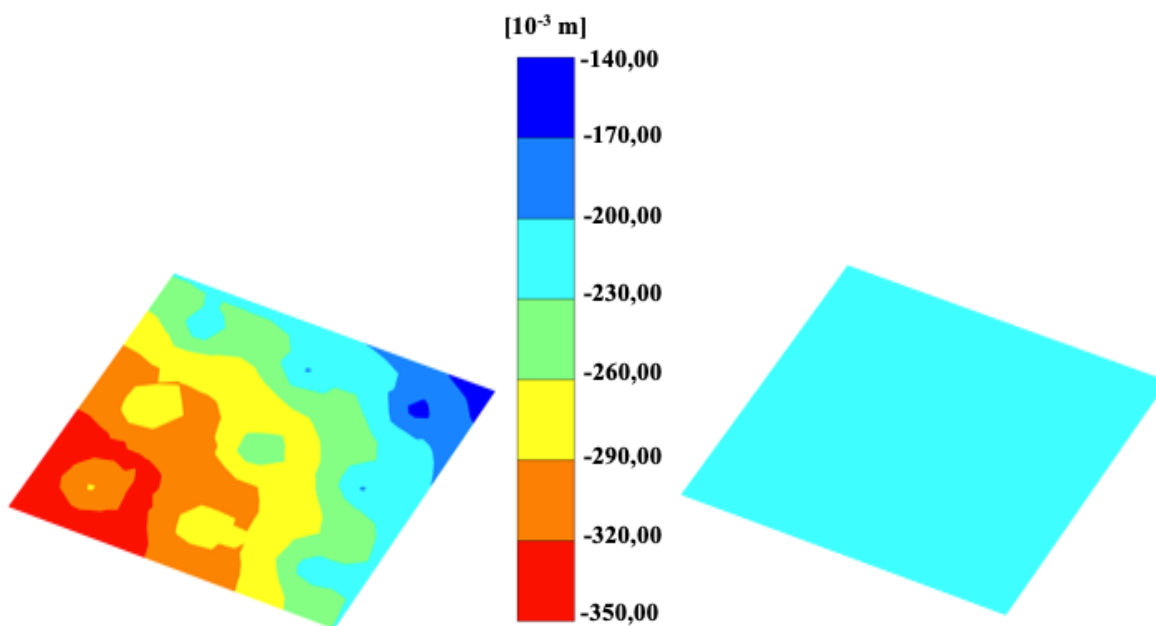
**Figura A.3:** Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, no ELU, Etapa 2.



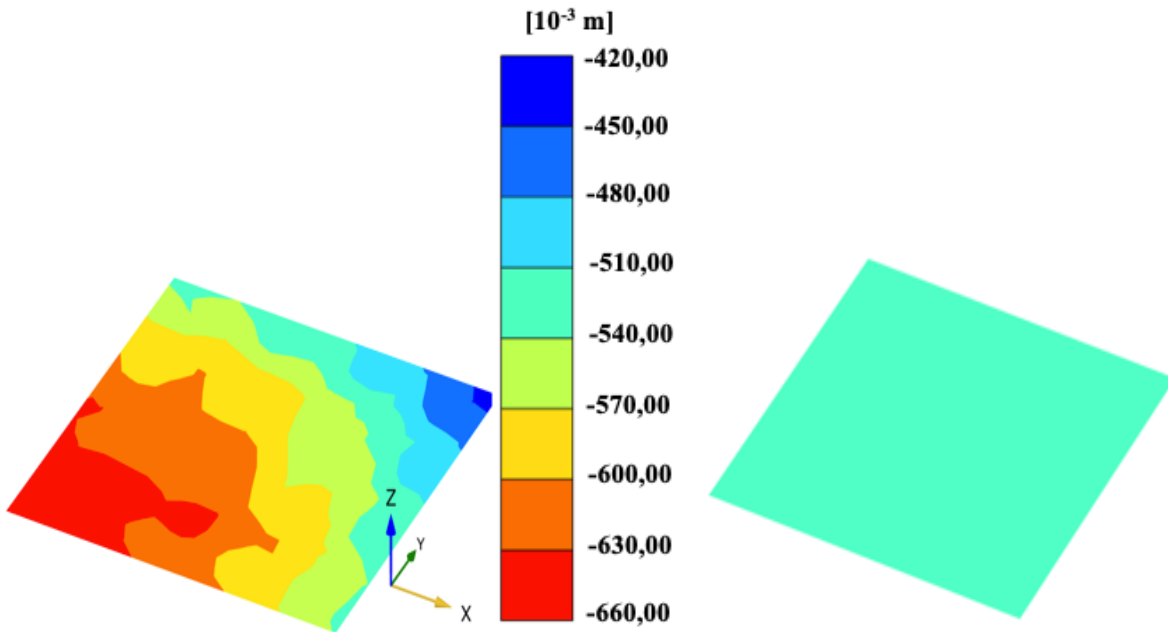
**Figura A.4:** Forças axiais desenvolvidas ao longo das estacas de centro, borda e canto, em um grupo de estacas com laje 30x30m, flexível e rígido, no ELU, Etapa 2.



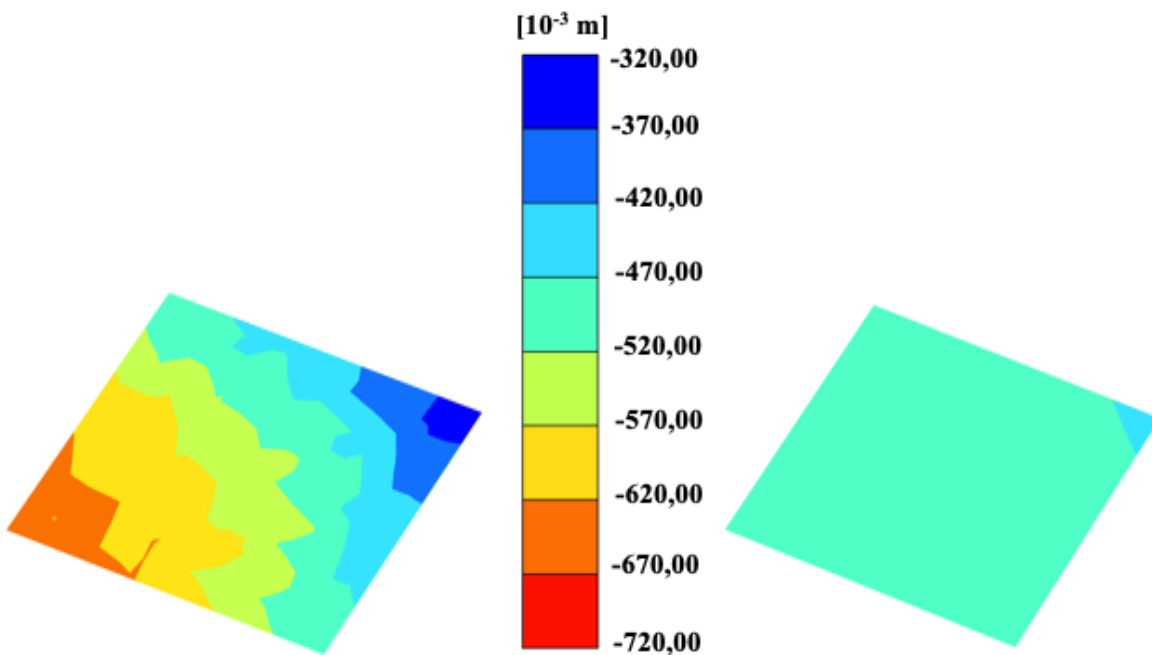
**Figura A.5:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELS, Etapa 2.



**Figura A.6:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELS, Etapa 2.



**Figura A.7:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais de um grupo de estacas com laje 15x15m, flexível e rígido, ELU, Etapa 2.



**Figura A.8:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais de um grupo de estacas com laje 30x30m, flexível e rígido, ELU, Etapa 2.

## A.2. DEFORMAÇÕES VERTICAIS

### A.2.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

**Tabela A.1:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 15x15m flexível, ELS.

Tipo	Deslocamento (m)	
	Etapa 4, Hipótese 1	Etapa 4, Hipótese 2
No centro do radier	-1,165	-2,080
Subsidência	-1,103	-2,271
Efetivo	-0,062	+0,191

(-) recalque, (+) emersão aparente

**Tabela A.2:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 15x15m rígido, ELS.

Tipo	Deslocamento (m)	
	Etapa 4, Hipótese 1	Etapa 4, Hipótese 2
No centro do radier	-1,124	-2,059
Subsidência	-1,064	-2,273
Efetivo	-0,060	+0,214

(-) recalque, (+) emersão aparente

**Tabela A.3:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 30x30m flexível, ELS.

Tipo	Deslocamento (m)	
	Etapa 4, Hipótese 1	Etapa 4, Hipótese 2
No centro do radier	-1,532	-2,339
Subsidência	-1,055	-2,294
Efetivo	-0,480	-0,045

(-) recalque, (+) emersão aparente

**Tabela A.4:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um radier estaqueado de 30x30m rígido, ELS.

Tipo	Deslocamento (m)	
	Etapa 4, Hipótese 1	Etapa 4, Hipótese 2
No centro do radier	-1,407	-2,255
Subsidência	-1,055	-2,299
Efetivo	-0,352	+0,044

(-) recalque, (+) emersão aparente

## A.2.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

**Tabela A.5:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um grupo de estacas com laje 15x15m flexível, ELU.

Tipo	Deslocamento (m)	
	Etapa 4, Hipótese 1	Etapa 4, Hipótese 2
No centro do radier	-1,668	-2,332
Subsidência	-1,086	-2,242
Efetivo	-0,582	-0,090

(-) recalque, (+) emersão aparente

**Tabela A.6:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um grupo de estacas com laje 15x15m rígida, ELU.

Tipo	Deslocamento (m)	
	Etapa 4, Hipótese 1	Etapa 4, Hipótese 2
No centro do radier	-1,570	-2,277
Subsidência	-1,087	-2,247
Efetivo	-0,483	-0,030

(-) recalque, (+) emersão aparente

**Tabela A.7:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um grupo de estacas com laje 30x30m flexível, ELU.

<b>Tipo</b>	<b>Deslocamento (m)</b>	
	<b>Etapa 4, Hipótese 1</b>	<b>Etapa 4, Hipótese 2</b>
No centro do radier	-1,250	-2,249
Subsidência	-1,055	-2,296
Efetivo	-0,195	+0,047

(-) recalque, (+) emersão aparente

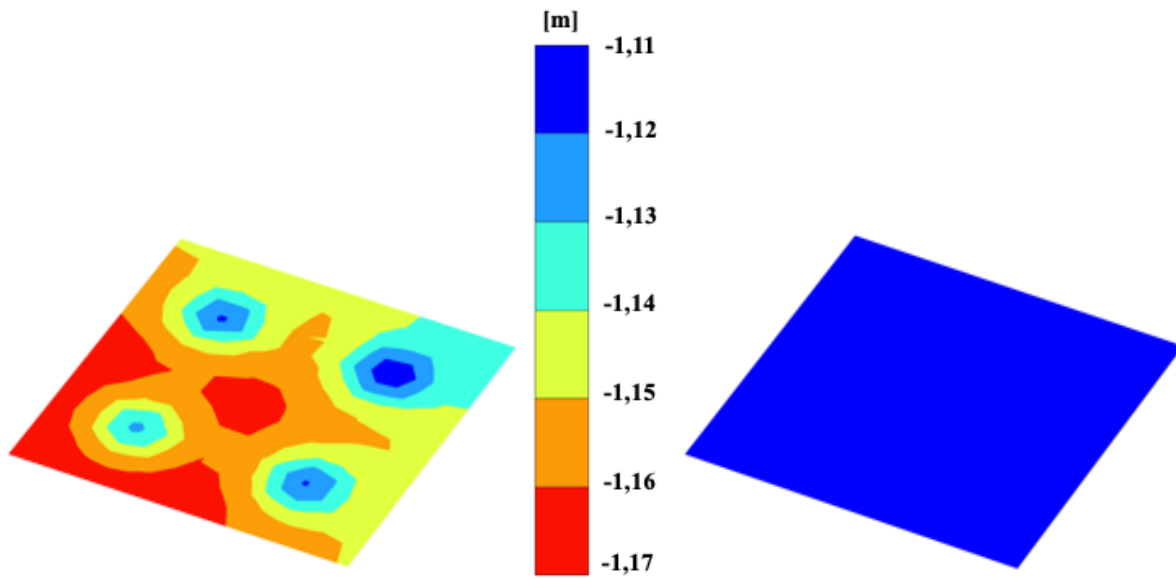
**Tabela A.8:** Deslocamentos verticais para as hipóteses 1 e 2 de rebaixamento (moderado e extremo, respectivamente) de um grupo de estacas com laje 30x30m rígida, ELU.

<b>Tipo</b>	<b>Deslocamento (m)</b>	
	<b>Etapa 4, Hipótese 1</b>	<b>Etapa 4, Hipótese 2</b>
No centro do radier	-1,198	-2,197
Subsidência	-1,049	-2,288
Efetivo	-0,149	+0,091

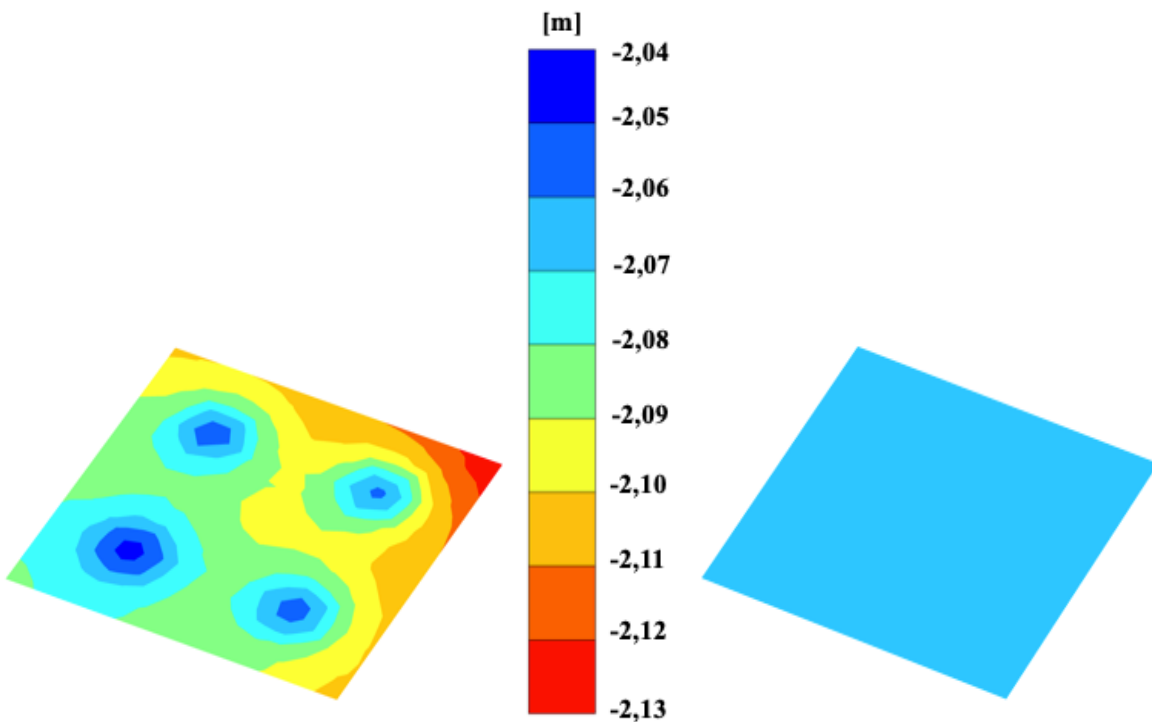
(-) recalque, (+) emersão aparente

### A.3. DESLOCAMENTOS DO RADIER

#### A.3.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

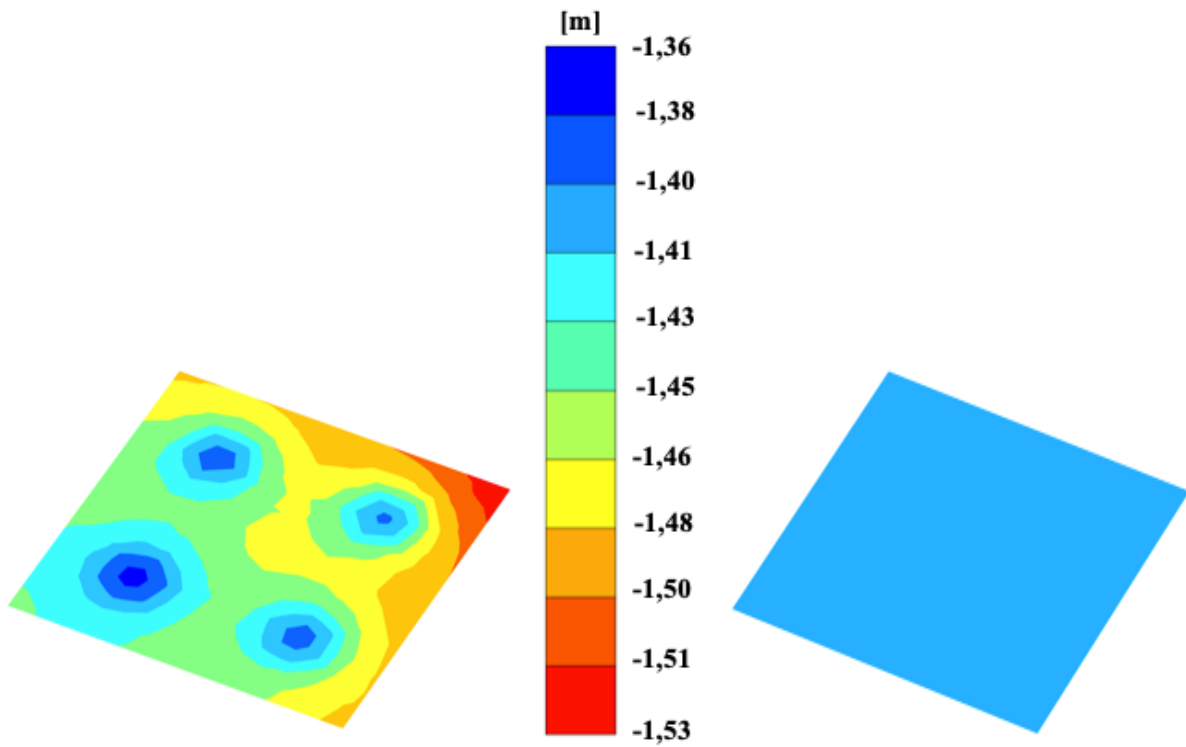


**Figura A.9:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELS, hipótese 1, Etapa 4.

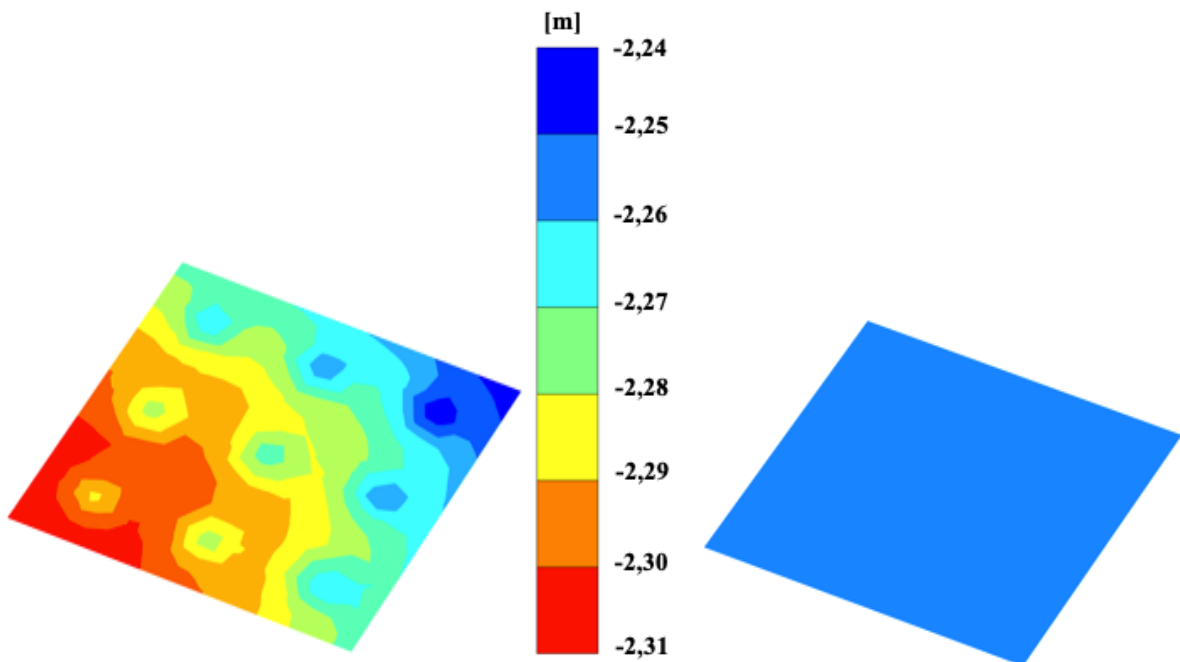


**Figura A.10:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELS, hipótese 2, Etapa 4.



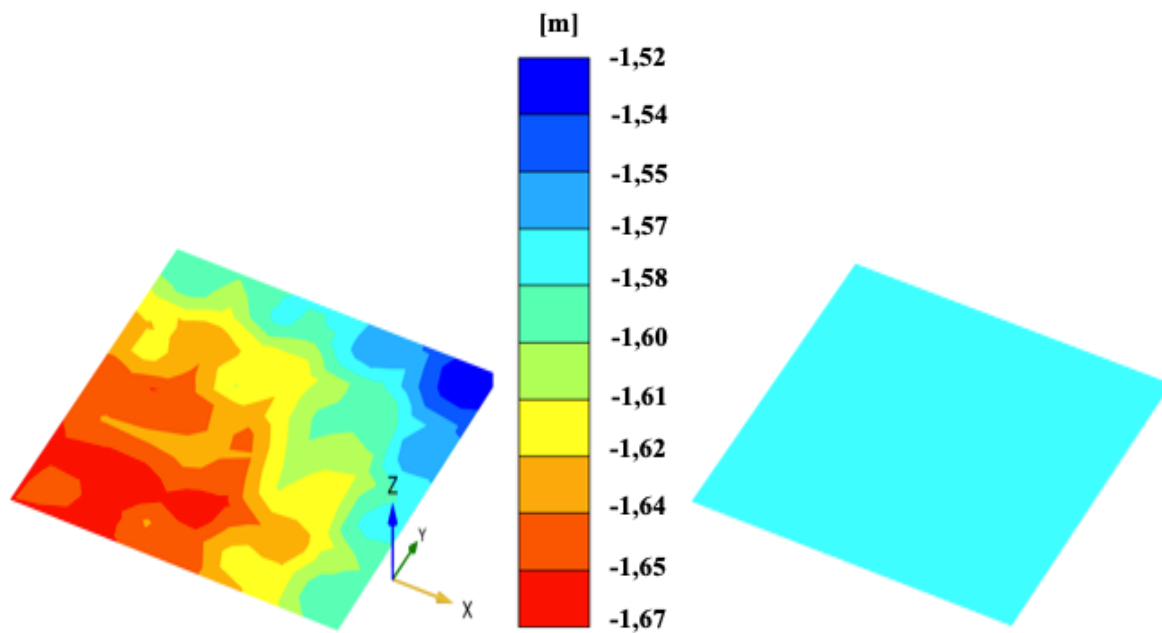


**Figura A.11:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELS, hipótese 1, Etapa 4.

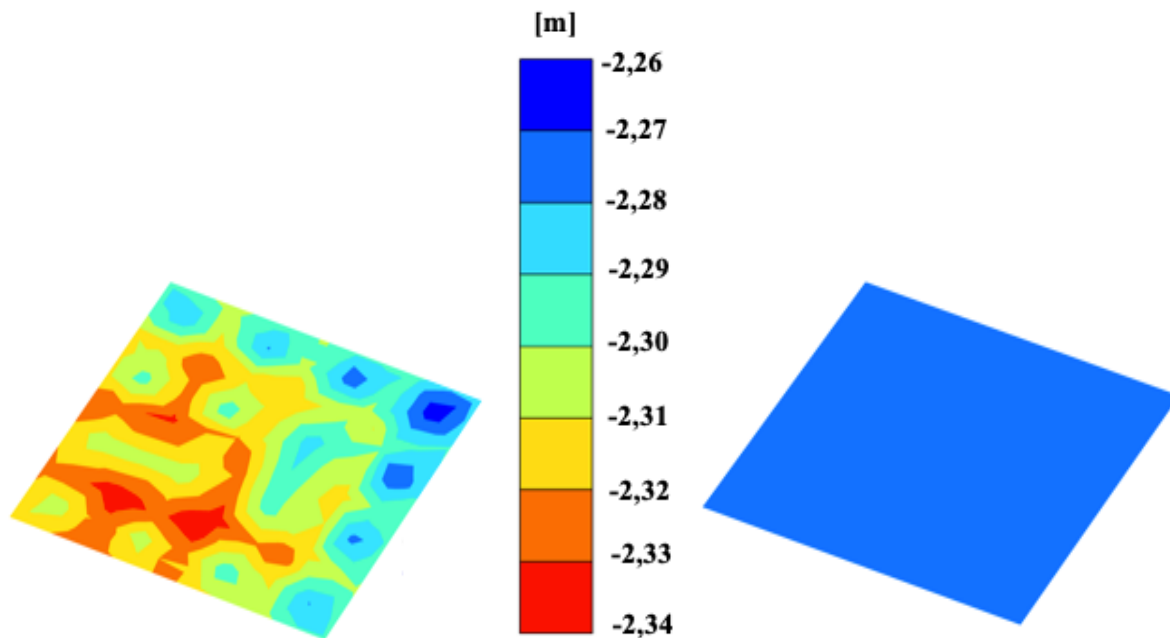


**Figura A.12:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELS, hipótese 2, Etapa 4.

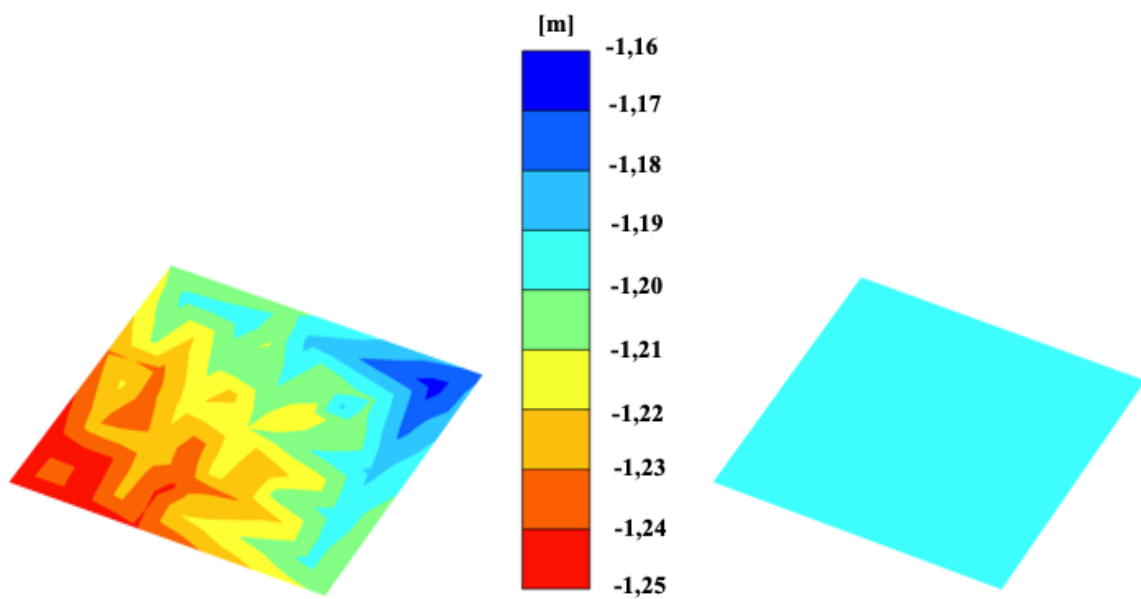
### A.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO



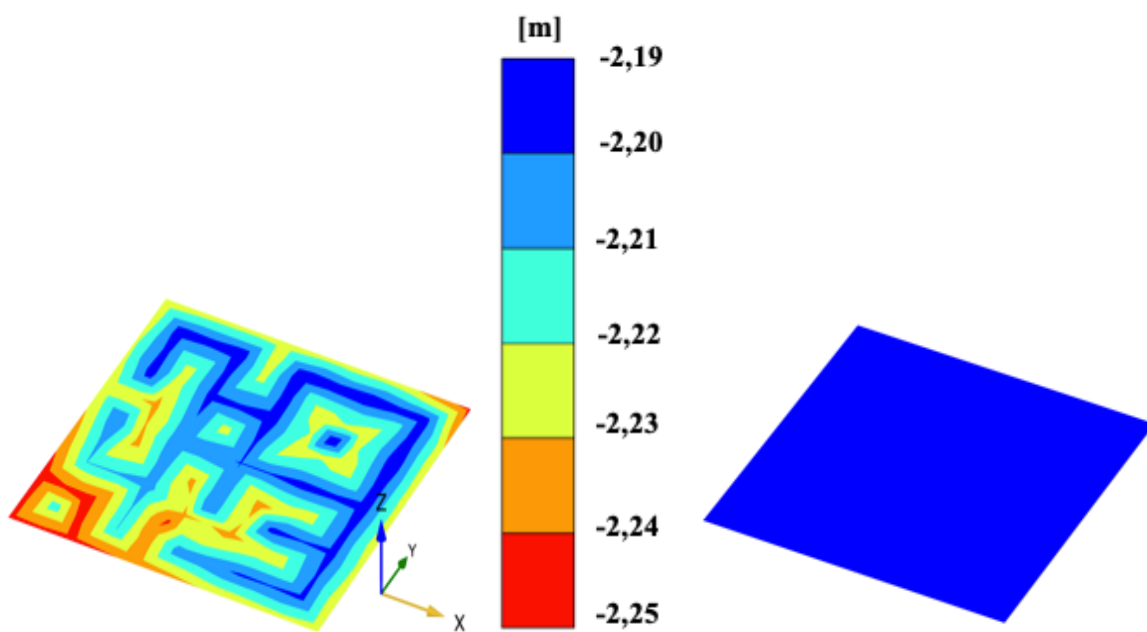
**Figura A.13:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELU, hipótese 1, Etapa 4.



**Figura A.14:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 15x15m, flexível e rígido, ELU, hipótese 2, Etapa 4.



**Figura A.15:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELU, hipótese 1, Etapa 4.



**Figura A.16:** Curvas de isovalores dos deslocamentos verticais do radier estaqueado 30x30m, flexível e rígido, ELU, hipótese 2, Etapa 4.

#### A.4. ATRITO NEGATIVO

Todos os gráficos das forças axiais com a profundidade estão expostos no item 5.2. A seguir estão tabelas com os valores das cargas nas estacas e linha neutra para todos os casos analisados.

##### A.4.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

**Tabela A.9:** Forças axiais e linha neutra do radier estaqueado 15x15m – Flexível - ELS

<b>ELS - 15x15m – Flexível</b>						
	<b>Abatimento Moderado</b>			<b>Abatimento Extremo</b>		
	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>
Força na cabeça das estacas (kN)	-217,874	-224,849	-226,76	-247,175	-293,375	-323,011
Linha Neutra (m)	-19,79	-19,154	-18,482	-19,116	-18,918	-17,47
Atrito Negativo (kN)	-219,981	-317,514	-442,140	-956,293	-1055,480	-1331,138
Atrito Positivo (kN)	+318,455	+432,096	+549,47	+1086,904	+1232,132	+1537,716
Força na ponta das estacas (kN)	+119,389	+120,267	+119,431	+116,564	+116,723	+116,434

**Tabela A.10:** Forças axiais e linha neutra do radier estaqueado 15x15m – Rígido - ELS

<b>ELS - 15x15m – Rígido</b>						
	<b>Abatimento Moderado</b>			<b>Abatimento Extremo</b>		
	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>
Força na cabeça das estacas (kN)	-653,286	-799,351	-962,826	-1154,39	-1051,603	-1086,867
Linha Neutra (m)	-19,79	-19,154	-17,746	-19,116	-17,86	-17,47
Atrito Negativo (kN)	-198,659	-157,258	-127,641	-522,041	-705,846	-957,716
Atrito Positivo (kN)	+732,319	+836,35	+971,05	+1557,697	+1639,761	+1927,53
Força na ponta das estacas (kN)	+119,625	+120,259	+119,417	+118,735	+117,687	+117,053

**Tabela A.11:** Forças axiais e linha neutra do radier estaqueado 30x30m – Flexível - ELS

<b>ELS - 30x30m – Flexível</b>						
	<b>Abatimento Moderado</b>			<b>Abatimento Extremo</b>		
	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>
Força na cabeça das estacas (kN)	-299,396	-310,043	-321,505	-322,459	-345,332	-303,25
Linha Neutra (m)	-17,06	-15,219	-15,00	-19,009	-17,174	-18,091
Atrito Negativo (kN)	-234,681	-319,678	-342,218	-1286,533	-1256,403	-1423,270
Atrito Positivo (kN)	+416,570	+512,298	+547,220	+1492,590	+1485,311	+1610,106
Força na ponta das estacas (kN)	+117,507	+117,423	+116,503	+117,402	+116,424	+116,414

**Tabela A.12:** Forças axiais e linha neutra do radier estaqueado 30x30m – Rígido - ELS

<b>ELS - 30x30m – Rígido</b>						
	<b>Abatimento Moderado</b>			<b>Abatimento Extremo</b>		
	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>
Força na cabeça das estacas (kN)	-930,745	-1430,034	-1901,706	-1642,471	-1690,839	-1700,547
Linha Neutra (m)	-18,202	-14,885	-	-19,009	-17,174	-18,091
Atrito Negativo (kN)	-261,305	-18,23	-	-834,448	-753,778	-932,73
Atrito Positivo (kN)	+1074,248	+1329,64	+1783,336	+2359,68	+2328,27	+2517,336
Força na ponta das estacas (kN)	+117,803	+118,624	+118,37	+117,239	+116,346	+115,94

#### A.4.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

**Tabela A.13:** Forças axiais e linha neutra do grupo de estacas com laje 15x15m – Flexível -  
ELU

<b>ELU - 15x15m – Flexível</b>						
	<b>Abatimento Moderado</b>			<b>Abatimento Extremo</b>		
	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>
Força na cabeça das estacas (kN)	-410,428	-407,75	-429,962	-419,676	-448,005	-472,789
Linha Neutra (m)	-21,739	-17,516	-15,00	-22,446	-18,964	-18,203
Atrito Negativo (kN)	-40,274	-242,954	-224,736	-410,569	-736,683	-776,626
Atrito Positivo (kN)	+331,529	+531,628	+525,858	+711,543	+1066,05	+1131,255
Força na ponta das estacas (kN)	+119,173	+119,076	+118,84	+118,702	+118,638	+118,16

**Tabela A.14:** Forças axiais e linha neutra do grupo de estacas com laje 15x15m – Rígido -  
ELU

<b>ELU - 15x15m – Rígido</b>						
	<b>Abatimento Moderado</b>			<b>Abatimento Extremo</b>		
	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>
Força na cabeça das estacas (kN)	-429,267	-1076,745	-1564,732	-737,036	-948,511	-713,317
Linha Neutra (m)	-22,446	-	-	-22,446	-18,964	-18,203
Atrito Negativo (kN)	-170,321	-	-	-316,138	-461,804	-986,084
Atrito Positivo (kN)	+480,449	-	-	+934,61	+1291,698	+1581,264
Força na ponta das estacas (kN)	+119,14	+119,396	+119,373	+118,564	+118,617	+118,137

**Tabela A.15:** Forças axiais e linha neutra do grupo de estacas com laje 30x30m – Flexível -

ELU

<b>ELU - 30x30m – Flexível</b>						
	<b>Abatimento Moderado</b>			<b>Abatimento Extremo</b>		
	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>
Força na cabeça das estacas (kN)	-238,693	-336,893	-300,057	-341,897	-622,836	-553,173
Linha Neutra (m)	-20,000	-19,016	-17,034	-20,000	-19,016	-17,414
Atrito Negativo (kN)	-65,118	-127,588	-193,452	-556,436	-803,025	-928,726
Atrito Positivo (kN)	+184,731	+346,522	+376,521	+778,827	+1307,993	+1365,275
Força na ponta das estacas (kN)	+119,080	+117,959	+116,988	+119,506	+117,868	+116,624

**Tabela A.16:** Forças axiais e linha neutra do grupo de estacas com laje 30x30m – Rígido -

ELU

<b>ELU - 30x30m – Rígido</b>						
	<b>Abatimento Moderado</b>			<b>Abatimento Extremo</b>		
	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>	<b>Centro</b>	<b>Borda</b>	<b>Canto</b>
Força na cabeça das estacas (kN)	-489,790	-691,629	-612,538	-895,472	-1055,934	-832,336
Linha Neutra (m)	-20,272	-20,000	-17,444	-20,000	-19,016	-17,414
Atrito Negativo (kN)	-240,718	-350,696	-557,046	-530,031	-789,872	-1238,690
Atrito Positivo (kN)	+611,178	+923,120	+1051,928	+1306,538	+1727,384	+1952,889
Força na ponta das estacas (kN)	+119,330	+119,205	+117,655	+118,964	+118,422	+118,138