



*Rafael Oliveira Mendonça*

---

**RAFAEL OLIVEIRA MENDONÇA**

**ANÁLISE NUMÉRICA DA SOBREPOSIÇÃO DO BULBO DE  
TENSÃO DE DUAS SAPATAS CORRIDAS**

**LAVRAS – MG**

**2021**

**RAFAEL OLIVEIRA MENDONÇA**

**ANÁLISE NUMÉRICA DA SOBREPOSIÇÃO DO BULBO DE TENSÃO DE DUAS  
SAPATAS CORRIDAS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Prof<sup>a</sup>. Raquel Mariano Linhares, D. Sc.  
Orientadora

**LAVRAS - MG**

**2021**

**RAFAEL OLIVEIRA MENDONÇA**

**ANÁLISE NUMÉRICA DA SOBREPOSIÇÃO DO BULBO DE TENSÃO DE DUAS SAPATAS  
CORRIDAS**

**NUMERICAL ANALYSIS OF THE PRESSURE BULB OVERLAY OF TWO STRIP FOOTING**

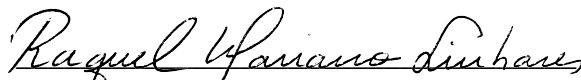
Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 07 de dezembro de 2021.

Raquel Mariano Linhares UFLA

Eduardo Souza Cândido UFLA

Mauro Vitor dos Santos Moura UFRJ



Prof.<sup>a</sup> Raquel Mariano Linhares, D. Sc.

Orientadora

**LAVRAS - MG**

**2021**

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus pela oportunidade de chegar até aqui, por estudar na UFLA e poder conhecer pessoas incríveis que transformaram minha vida.

Agradeço aos meus pais Uanderson e Grazielle pelo apoio e suporte ao longo da minha vida e em especial na minha graduação.

Agradeço à minha namorada Ingrid por estar ao meu lado sempre, pelos inúmeros gestos de amor, por me ajudar nos todos os momentos e acreditar em meu potencial.

Agradeço aos meus irmãos Moisés, Túlio, Guilherme, Andrew, Gabriel, Vitor, Paulo e Rômulo, vocês tornaram minha vida e meu cotidiano melhores. Construir a República Pinga Nelas ao lado de vocês foi um ato de coragem do qual me orgulho muito.

Agradeço aos meus amigos Érica, Liziane e Vinycius pelos dias compartilhados, pelas risadas e inúmeras ajudas mútuas.

E por fim, agradeço minha orientadora Raquel que confiou em mim e me guiou pelos melhores caminhos acadêmicos e profissionais.

## RESUMO

A influência da construção de um novo edifício sobre a fundação de um edifício pré-existente adjacente foi estudada, por meio de modelos numéricos construídos em *software* específico para resolução de problemas de Geotecnia baseado no Método dos Elementos Finitos. A validação do modelo numérico foi conduzida por meio de um modelo físico em escala reduzida de sapata corrida assente sobre solo arenoso fofo encontrado na literatura. Os modelos deste trabalho foram agrupados de acordo com características geométricas de largura de sapata (B) e distância entre eixos dos elementos de fundação (D) com intuito de observar como a variação dos dois fatores pode influenciar nos recalques das fundações. O carregamento foi dividido em 8 fases: (i) fases 1 a 4: carregamento da sapata do edifício existente e(ii) fases 5 a 8: carregamento da sapata do novo edifício. Os recalques em ambas as sapatas foram anotados ao final de cada fase de carregamento. Os resultados apontam que aproximar as sapatas implica na sobreposição dos bulbos de tensões das sapatas e, conseqüentemente, no aumento das tensões logo abaixo destas. Houve maior incremento de recalque devido à construção do novo edifício nos modelos com menor D, e vice-versa. Para D maior que 4 m, não houve incremento de deslocamentos significativo, dando a entender que, para as condições apresentadas neste trabalho, a influência da construção de um novo edifício em um edifício existente se limita a 4 metros. Também, a depender das condições de homogeneidade do substrato e da largura do edifício existente, a construção de um novo edifício pode causar danos estruturais críticos.

Palavras-Chave: Bulbo de tensão. Fundações Superficiais. Sapata Corrida. Recalque.

## ABSTRACT

This work studies how a construction of a new building influences on the foundation of a pre-existing adjacent building, through numerical models built in specific Geotechnical FEM software. Validation of numerical model was conducted based on a reduced scale physical model of a strip footing foundation on loose pure sand found in literature. This study models were grouped accordingly to geometric characteristics of strip footing width (B) and foundation axes distance (D). Loading process was divided into eight phases: (i) phases 1 to 4: loading the existing building strip footing and (ii) phases 4 to 8: loading the strip footing of new building. Settlements of both footings were noted at the end of each loading stage. Results indicate that diminishing D implies in a juxtaposing of pressure bulbs and, consequently, an increase in tensions just below strip footings. Smallest values of D culminated in greatest increases in models' settlement, and vice versa. For D greater than 4 meters, settlement increment due to new footing loading was not considerable, meaning, for conditions similar to the ones on this research, the influence of a new footing loading on the existing one is limited to 4 meters. Also, dependently of substrate homogeneity and the existing building width, the construction of a new building can cause critical structural damages.

Keywords: Pressure bulb. Shallow Foundations. Strip footing. Displacements.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>8</b>
2.1	Fundações .....	8
2.2	Fundações rasas .....	8
2.3	Capacidade de carga de fundações diretas .....	10
2.4	Recalque em fundações rasas .....	12
2.5	Espraiamento de tensões.....	16
2.5.1	Soluções baseadas na Teoria da Elasticidade.....	17
2.6	Bulbo de tensões.....	19
2.7	<i>Softwares</i> na Engenharia .....	20
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>22</b>
3.1	Metodologia de pesquisa .....	22
3.2	Características do modelo físico.....	22
3.3	Geometria do modelo numérico .....	24
3.4	Ajuste de parâmetros geotécnicos e validação do modelo numérico .....	26
3.5	Análise Paramétrica.....	31
3.5.1	Limites do modelo.....	31
3.5.2	Modelos em estudo.....	32
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>34</b>
4.1	Tensões verticais e bulbos de pressão .....	34
4.2	Recalques.....	36
4.3	Distorção angular.....	38
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS</b> .....	<b>40</b>
5.1	Conclusões.....	40
5.2	Sugestões para pesquisas futuras .....	41
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>42</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O Brasil passou por um processo de transformação demográfica nos últimos 60 anos, que o tornou um dos países mais populosos do mundo (SALAZAR, 2015). O crescimento populacional somado ao processo de urbanização elevou a necessidade por habitação nas cidades brasileiras.

Com o aumento da demanda por terreno, principalmente nos grandes centros urbanos, necessitou-se aumentar a capacidade de abrigar pessoas, através de edificações que comportassem maiores quantidades na mesma área. Os edifícios de múltiplos andares se tornaram a melhor alternativa para atenderam a demanda. No entanto, estas edificações possuem peso próprio maior que as residências e conseqüentemente aplicam maiores valores de tensão no solo, sendo as fundações os elementos responsáveis por transmiti-las.

Em edifícios adjacentes, pode ocorrer a presenças de vários elementos de fundação dentro de uma pequena área e esta alta densidade pode gerar conflitos na propagação dos esforços dentro do solo. Devido às altas solicitações pode haver o aumento da magnitude dos deslocamentos verticais do solo (recalques) e afetar as estruturas envolvidas. Portanto, a determinação das deformações ocasionadas por carregamentos verticais na superfície é um aspecto de grande interesse da Engenharia Geotécnica e sua previsibilidade pode ser usada em projeto para adequar a estrutura aos movimentos do solo.

Neste contexto, o objetivo deste trabalho é estudar a interação de dois bulbos de tensões de duas sapatas corridas de largura e distância variáveis, e mensurar por meio dos deslocamentos resultantes, como a proximidade de elementos de fundação de edifícios vizinhos pode prejudicar as estruturas. Este estudo foi conduzido por meio de modelo numérico desenvolvido em software de elementos finitos, e validado com um modelo físico em escala reduzida. Os resultados foram tratados e os gráficos foram gerados em software de tratamento de dados.



## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Fundações

Fundações são os elementos estruturais destinados a transmitir ao terreno as cargas de uma estrutura (AZEREDO, 1997). As fundações, como qualquer outra parte da estrutura, devem ser projetadas e executadas para garantir, sob ação das cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade (ALONSO, 1998). Tendo em vista ainda que as fundações ficam enterradas e conseqüentemente impossíveis de serem inspecionadas constantemente, evidencia-se a importância do controle de qualidade durante todas as fases de dimensionamento e construção. Portanto, uma boa fundação baseia-se na eficiência do projeto, da execução e do controle de qualidade (MINOZZO *et al.*, 2016).

No projeto de fundações deve-se incluir a capacidade de carga da estrutura, a tensão admissível do solo e os recalques previstos. Para definição dessas variáveis, é necessário conhecer o solo em que a estrutura será apoiada, além de adotar métodos de cálculos validados e ainda definir o tipo de fundação que será usada. Para a escolha correta do tipo de fundação e dimensionamento é importante que seja feita uma correta investigação geotécnica e avaliação do solo (MINOZZO *et al.*, 2016).

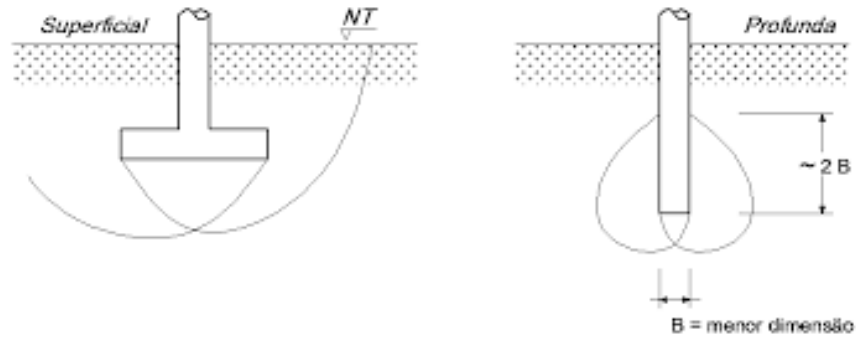
Para avaliar as condições do terreno, é indicado que sejam feitas investigações geológicas e geotécnicas com intuito de conhecer o solo da região onde a fundação será construída. De acordo com a NBR 8044 (ABNT, 2018) a quantidade de investigações pode ser definida pela área do terreno e a norma ainda aponta os locais indicados para execução dos furos.

### 2.2 Fundações rasas

Velloso e Lopes (2004) dividem as fundações em profundas e rasas (

Figura 2.1). O tipo rasa transmite os esforços diretamente pela base e possui cota de assentamento inferior a duas vezes a menor dimensão em planta. Para o uso deste tipo, é necessário que a resistência do solo na superfície e das camadas subjacentes (até onde o bulbo de tensões atua) sejam compatíveis com as cargas provenientes dos carregamentos.

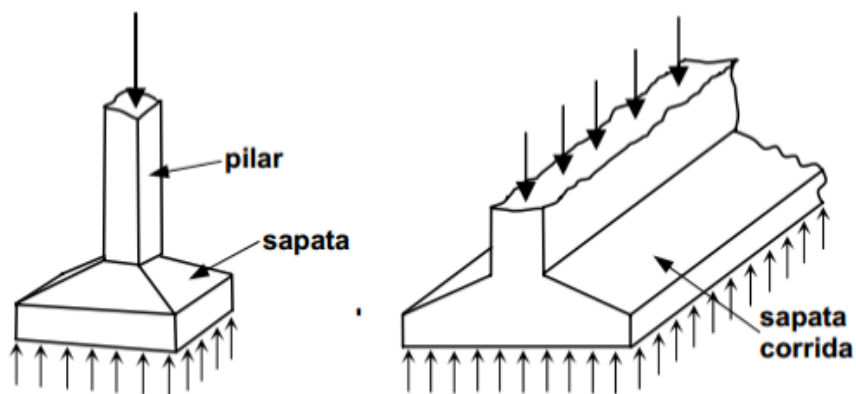
Figura 2.1 – Representação dos tipos de fundação.



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

A sapata é considerada fundação do tipo rasa e é definida pela NBR 6122 (ABNT, 2019) como o elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim. No item 3.40, a norma também estabelece a definição para sapata corrida, é aquela sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, e não represente mais que 70 % das cargas da estrutura. A sapata corrida é geralmente usada em construções de pequeno porte como casas e edificações de baixa altura, galpões, muros de divisa e de arrimo, em paredes de reservatórios e piscinas. Constituem uma solução economicamente viável quando o solo apresenta a necessária capacidade de suporte em baixa profundidade (BASTOS, 2019). A Figura 2.2 ilustra a sapata isolada e a sapata corrida.

Figura 2.2 - Tipos de sapata.



Fonte: Luchi (2013).

### 2.3 Capacidade de carga de fundações diretas

O dimensionamento de fundações diretas pode ser feito pela estimativa prévia da tensão admissível do solo e a partir deste valor, determina-se a área requerida para a distribuição da carga vinda do pilar (TEIXEIRA; GODOY, 1996). Na literatura encontra-se exemplos de teorias pertinentes para estimativa teórica da capacidade de carga em fundações rasas. Entre os métodos teóricos pode-se citar o de Karl Terzaghi (1943) que afirmou ser possível ocorrer a ruptura do sistema de sapata-solo, de duas formas. O primeiro caso, denominado ruptura geral, acontece em solos mais resistentes com sapatas suficientemente rasas e provoca um colapso abrupto do maciço. No outro extremo, a ruptura local verifica-se em solos com mais compacidade e resulta na penetração cada vez maior da sapata no solo subjacente.

Vesic (1975), também um método teórico, contribuiu com estudos sobre a capacidade de carga e propôs algumas mudanças nas equações de Terzaghi. A primeira recomendando a utilização de outro fator de capacidade de carga; a segunda modificação foi a adição do ângulo de atrito aos fatores de forma (DE BEER 1967; VESIC 1975). Além disto, no mesmo ano, Vesic propôs uma nova nomenclatura para a ruptura local de Terzaghi (1943), a renomeando como ruptura por puncionamento e denominou um terceiro modo de ruptura, que é um caso intermediário entre os dois extremos, intitulado ruptura local (De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), a aplicação de uma força vertical de compressão,  $P$ , no topo da sapata gera a mobilização de tensões resistentes no maciço de solo que, no contato sapata-solo, são normais à base da sapata, com valor médio  $\sigma$ , dado pela Equação 2.1 e apresentada na Figura 2.4.

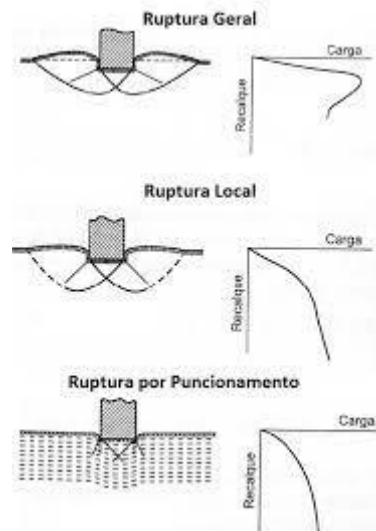
Figura 2.3).

Ainda em 1943, Terzaghi colaborou com a Mecânica do Solos sendo o pioneiro do desenvolvimento de uma teoria de capacidade de carga em sistema sapata-solo. A teoria de

Terzaghi (1943) considera três hipóteses básicas: (i) sapata corrida, em que o comprimento  $L$  é bem maior que a largura  $B$  ( $L \geq 5B$ ), (ii) o embutimento  $h$  deve ser inferior à largura  $B$  da sapata ( $h \leq B$ ) e conta com a espessura  $h$  e peso específico  $\gamma$  como uma sobrecarga  $q = \gamma h$  e (iii) o maciço de solo sob a base da sapata é rígido (pouco deformável), indicando caso de ruptura geral.

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), a aplicação de uma força vertical de compressão,  $P$ , no topo da sapata gera a mobilização de tensões resistentes no maciço de solo que, no contato sapata-solo, são normais à base da sapata, com valor médio  $\sigma$ , dado pela Equação 2.1 e apresentada na Figura 2.4.

Figura 2.3 – Modos de ruptura propostos por Vesic (1975), sendo a) Ruptura geral; b) Ruptura local; c) Puncionamento; d) Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia.



Fonte: Vesic (1975).

$$\sigma = \frac{P}{B L} \quad (2.1)$$

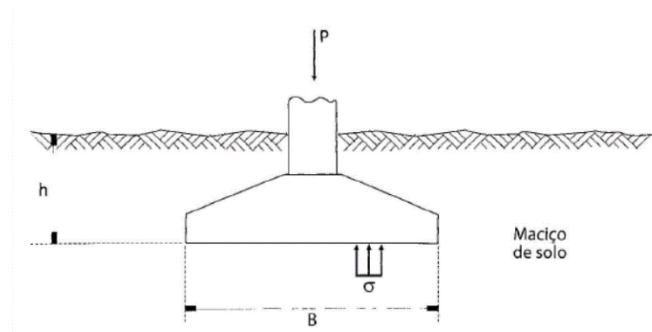
Sendo:

$P$  = Carga aplicada;

$B$  = menor dimensão do elemento de fundação;

$L$  = maior dimensão do elemento de fundação.

Figura 2.4 – Forças no sistema sapata-solo.



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Cintra, Aoki e Albiero (2011), preconizam que o aumento gradativo da força  $P$  culmina o aumento da tensão  $\sigma$ , que, por sua vez, provoca o surgimento de uma superfície potencial de ruptura no interior do maciço de solo. Na iminência da ruptura, a mobilização da resistência máxima do sistema sapata-solo é denominada capacidade de carga do elemento de fundação por sapata e representada por  $\sigma_r$ . Portanto, pode-se estimar a capacidade de carga de fundações diretas com base nesta tensão de ruptura.

A tensão admissível do solo para fundações diretas é compreendida como a capacidade máxima de aplicação de tensão, resguardada por um fator de segurança global (FS) indicado de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019). Para o cálculo da tensão admissível do solo, utiliza-se  $\sigma_r$ , derivada dos trabalhos de Terzaghi (1943) e Vesic (1975), e o FS (2.2).

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \quad (2.2)$$

sendo,

$\sigma_{adm}$  = Tensão admissível;

$\sigma_r$  = Tensão de ruptura;

FS = Fator de segurança.

## 2.4 Recalque em fundações rasas

Recalque pode ser definido como deslocamento vertical descendente absoluto ou relativo do solo (NBR 6122 ABNT, 2019). Ao se aplicar carga em uma fundação direta, é inevitável que recalques aconteçam (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011). Em projetos, a rotina comum é adotar os apoios da estrutura como indeslocáveis, sejam engastados ou rotulados. Porém, devido aos deslocamentos do solo, as fundações passam a solicitar a superestrutura, geralmente hiperestática, de maneira diferente da hipótese dos apoios indeslocáveis, provocando um rearranjo de forças dentro da estrutura (IWAMOTO, 2000. p.01). Portanto, estimar os valores de rebaixamento do solo com base na tensão aplicada e verificar se estão

dentro dos limites admissíveis é de grande valia para evitar o rearranjo de esforços e o surgimento de tensões não previstas em projetos.

Velloso e Lopes (2011) afirmam que uma fundação, ao ser carregada, sofre recalques que se processam em parte imediatamente após o carregamento, nomeado recalque instantâneos, e em parte com o decorrer do tempo, chamado de recalque no tempo. O segundo tipo, se deve ao adensamento do solo, que é a migração de água dos poros com consequente redução no índice de vazios, e a fenômenos viscosos chamados de *creep* ou fluência.

Sobre tipos de recalque, a NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que:

- O recalque absoluto ( $\rho$ ), também chamado de recalque total, é o deslocamento vertical descende absoluto que ocorre em um ponto da estrutura, ou seja, em um elemento da fundação (EQUAÇÃO 2.3).
- O recalque diferencial ( $\delta$ ) é a avaliação da diferença entre recalques absolutos de dois componentes da fundação, isto é, compara-se valores de dois pontos distintos (EQUAÇÃO 2.4).
- O recalque diferencial específico ( $\beta$ ) ou distorção angular é a relação entre as diferenças dos recalques de dois apoios e a distância entre eles (2.5).

Para fins de cálculo, pode-se usar as seguintes formulações:

$$\rho = \text{Cota}_{t1} - \text{Cota}_{t2} \quad (2.3)$$

$$\delta = \rho_1 - \rho_2 \quad (2.4)$$

$$\beta = \frac{\delta}{L} \quad (2.5)$$

sendo:

$\text{Cota}_{t1}$  = cota do elemento 1 de fundação no tempo 1;

$\text{Cota}_{t2}$  = cota do elemento 1 de fundação no tempo 2;

$\rho_1$  = recalque diferencial no elemento 1;

$\rho_2$  = recalque diferencial no elemento 2;

$L$  = distância entre centro dos componentes da fundação.

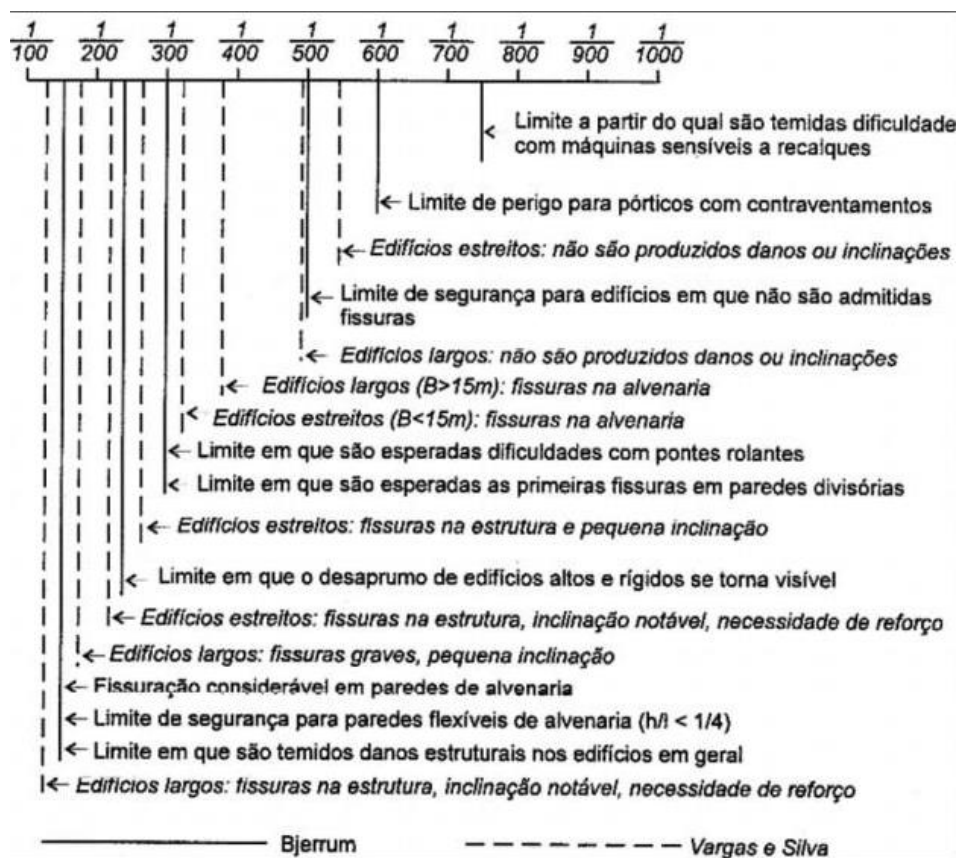
Recalques são tidos como inconvenientes, pois podem causar problemas de baixa à alta complexidade. Logo, procura-se amenizá-los e prevê-los a fim de minimizar os possíveis inconvenientes. Teixeira e Godoy afirmam que, teoricamente, uma estrutura que sofresse recalques uniformes não sofreria danos estruturais, mesmo para valores exagerados do recalque total. A limitação do recalque total é uma das maneiras de limitar o recalque diferencial. (TEIXEIRA; GODOY, 1996)

Skempton-MacDonald (1951) e Teixeira e Godoy (1996), citados por Cintra, Aoki e Albiero (2011), agruparam os danos causados por movimentos de fundações em três categorias principais:

- Danos arquitetônicos são visíveis ao usuário comum e podem causar desconforto: trincas em paredes, recalques de pisos, desaprumo de edifícios.
- Danos à funcionalidade são causadores de transtornos como desgaste excessivo de elevadores, inverter declividades de pisos e tubulações, emperramento de portas e janelas, prejudicar o acesso, entre outros.
- Danos estruturais são causados à própria estrutura e podem comprometer a estabilidade da construção.

Velloso e Lopes (2011) apresentam a Figura 2.5 que contém os valores da distorção angular e os danos associados sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973).

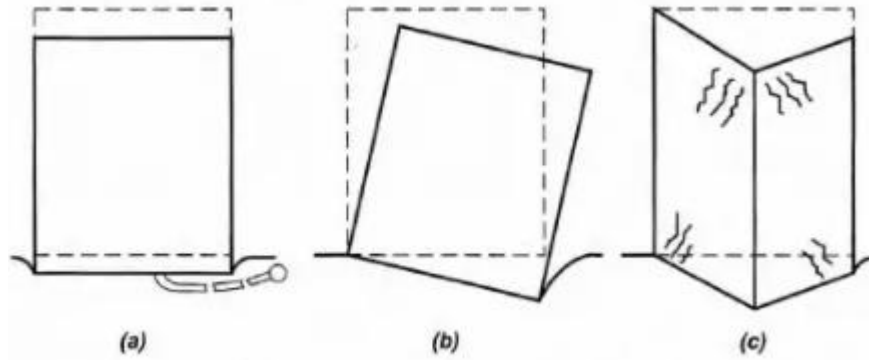
Figura 2.5 - Distorções e danos associados.



Fonte: Velloso e Lopes (2011) *apud* Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973).

Velloso e Lopes (2011) afirmam que uma estrutura ou edificação pode deformar-se de um dos três principais modos mostrados na Figura 2.6 ou numa combinação deles.

Figura 2.6 - Principais modos de deformação de uma estrutura: (a) recalques uniformes; (b) recalques sem distorção; (c) recalque desuniformes com distorção.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

No Brasil, dezenas de edifícios na orla de Santos-SP apresentam recalques diferenciais significativos visíveis ao observador comum (Figura 2.7). A maioria apresenta um desaprumo com tendência a se estabilizar com o tempo, porém alguns necessitam de reparos técnicos para evitar o tombamento do edifício (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011). Dias (2010) atribui o elevado recalque à espessa camada de argila marinha mole localizada abaixo da camada superficial de areia compactada (De acordo com Velloso e Lopes (2004) para pré-determinar os recalques pode-se utilizar métodos empíricos, semiempíricos e o racionais:

- Empíricos: são as correlações entre solo e carga feita com base na experiência de profissionais. Geralmente são tabelas com valores estabelecidos para cada tipo de solo e estruturas comuns. É exemplo a Tab. 5.4 da NBR 6122 (ABNT, 1996) que não está presente na NBR 6122 (ABNT, 2019).
- Semiempíricos: de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), são aqueles que relacionam resultados de ensaio *in situ* como SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. É exemplo o método de Aoki e Velloso (1975)
- Racionais: são feitos por meio de ensaios de laboratório ou *in situ*, como o ensaio de Prova de Carga por exemplo, combinados com modelos teóricos de mais exatidão.

Figura 2.8)

Figura 2.7 - Edifício Mahembi a esquerda, inclinado em direção ao Paineiras, à direita.



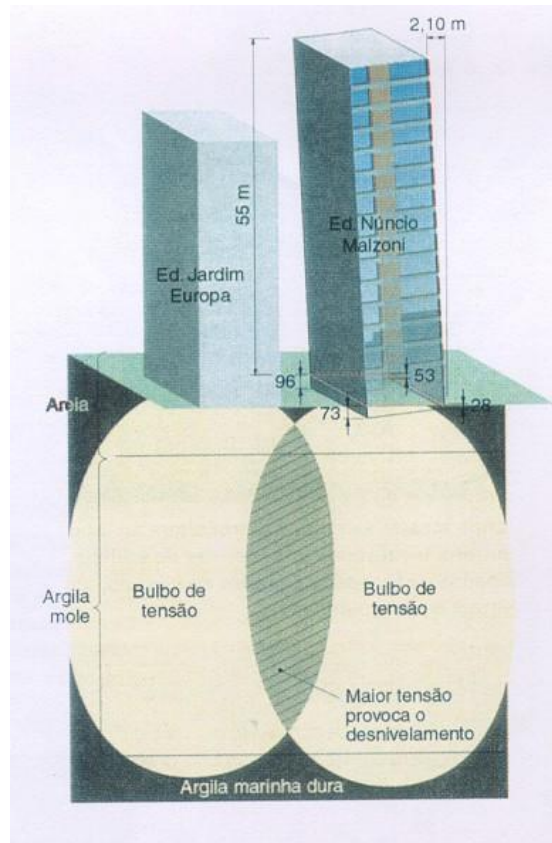


Fonte: Dias (2010).

De acordo com Velloso e Lopes (2004) para pré-determinar os recalques pode-se utilizar métodos empíricos, semiempíricos e o racionais:

- Empíricos: são as correlações entre solo e carga feita com base na experiência de profissionais. Geralmente são tabelas com valores estabelecidos para cada tipo de solo e estruturas comuns. É exemplo a Tab. 5.4 da NBR 6122 (ABNT, 1996) que não está presente na NBR 6122 (ABNT, 2019).
- Semiempíricos: de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), são aqueles que relacionam resultados de ensaio *in situ* como SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. É exemplo o método de Aoki e Velloso (1975)
- Racionais: são feitos por meio de ensaios de laboratório ou *in situ*, como o ensaio de Prova de Carga por exemplo, combinados com modelos teóricos de mais exatidão.

Figura 2.8 - Ilustração da interação de forças entre o Edifício Jardim Europa e Edifício Nuncio Malzoni.



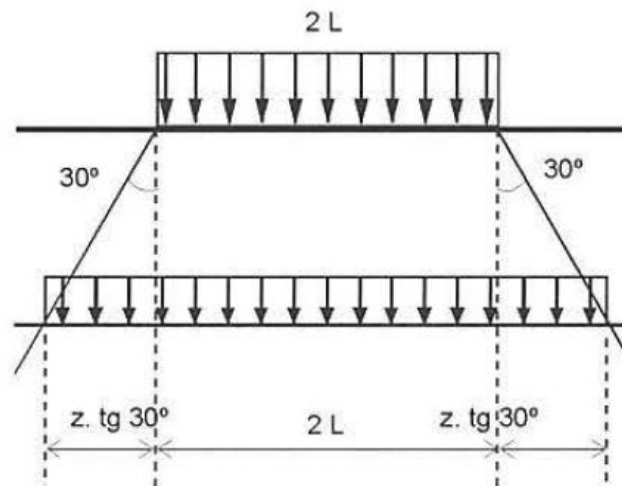
Fonte: Menezes (2021).

## 2.5 Espraiamento de tensões

Pinto (2006) afirma que nos primórdios da Mecânica dos Solos, experimentos realizados revelaram que ao aplicar carga sobre a superfície do solo as tensões não se limitavam somente à área de projeção da aplicação, mas se estendia pelas laterais. À medida que a profundidade aumenta, as tensões diminuem e a área atingida pelo acréscimo de carregamento aumenta. A Figura 2.9 ilustra a hipótese e resume a primeira ideia que se teve sobre o espraiamento de tensões em maciços de solo causados por tensões superficiais.

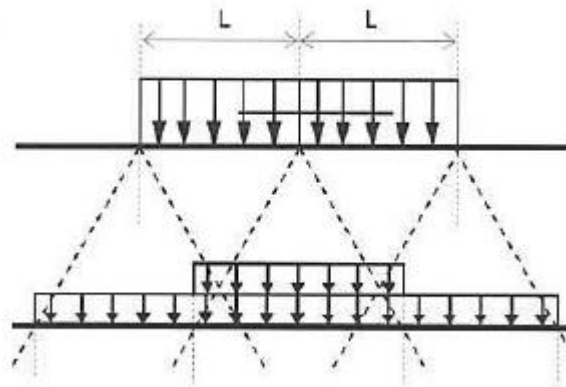
Após, surgiu a teoria simplificada de que as tensões eram dissipadas em áreas crescentes e se mantinham uniformemente distribuídas com ângulo de  $30^\circ$  em relação à extremidade. Foi percebido que esta teoria não contemplava o princípio da superposição de efeitos: sendo a resultante maior que o próprio carregamento aplicado na superfície (Figura 2.10) e tal fato é inaceitável (PINTO,2006).

Figura 2.9 - Propagação de tensões ao longo do terreno.



Fonte: Pinto (2006).

Figura 2.10 - Espraio de tensões com cargas divididas em duas faixas.



Fonte: Pinto (2006).

O método do ângulo de espraio de tensões pode ser considerado uma estimativa grosseira pois os resultados não são satisfatórios. Outras soluções teóricas se aproximam mais da prática, como as metodologias embasadas na teoria da elasticidade, apresentadas adiante.

### 2.5.1 Soluções baseadas na Teoria da Elasticidade

A Teoria da Elasticidade é aplicada a materiais com comportamento elástico que, quando submetidos a um carregamento externo se deformam e, quando retirada a carga, o material retorna à sua forma original.

Boussinesq (1883), propôs uma solução para propagação de cargas pontuais no solo baseado na Teoria da Elasticidade e determinou as tensões, as deformações e os deslocamentos no interior de uma massa de solo. O modelo proposto pelo autor continha hipóteses que precisavam ser satisfeitas para sua utilização. Entre as hipóteses pode-se citar:

camada semi-infinita; material homogêneo, isotrópico e elástico; carga pontual aplicada na superfície.

As formulações resultaram na Equação 2.6 .

$$\sigma_v = \frac{3 z^3}{2 \pi (r^2 + z^2)^{5/2}} Q \quad (2.6)$$

Sendo:

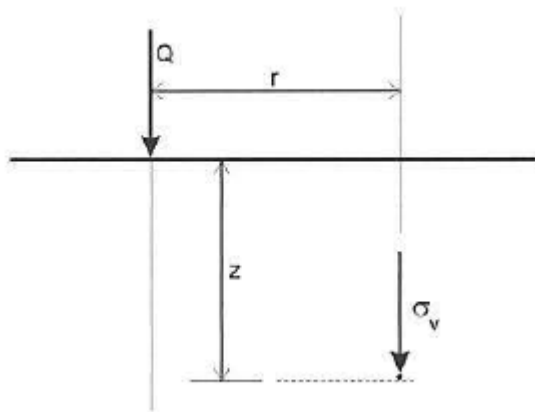
$\sigma_v$  = acréscimo de tensão vertical;

$z$  = profundidade;

$r$  = raio;

$Q$  = carga pontual.

Figura 2.11 - Tensão num ponto no interior da massa segundo Boussinesq.



Fonte: Pinto (2006).

Posteriormente, Newmark desenvolveu uma integração da equação de Boussinesq, adaptando-a para carregamento em áreas retangulares, com desenvolvimento de um ábaco.

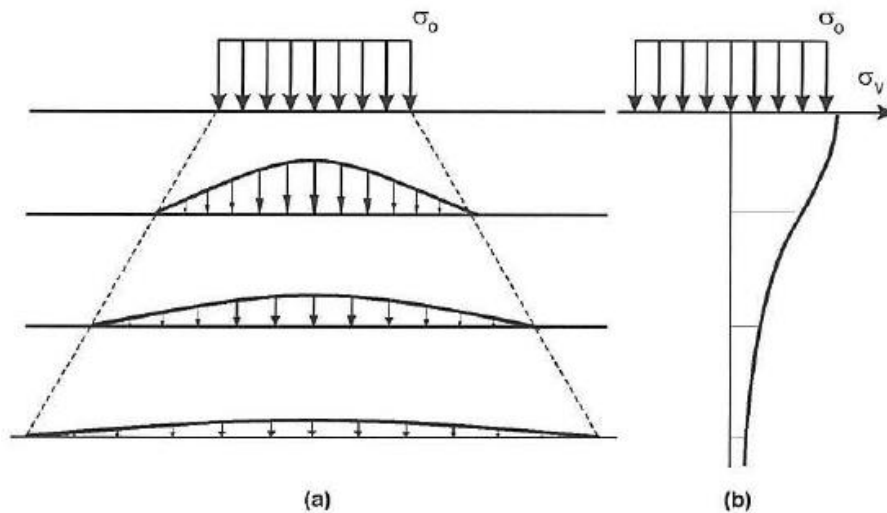
Segundo Pinto (2006), o uso da Teoria da Elasticidade para solução de problemas envolvendo os solos é questionável pois os solos não satisfazem os requisitos de um material elástico principalmente quanto à reversibilidade das deformações quando as tensões mudam de sentido. Das (2012) afirma que pode se esperar uma diferença de  $\pm 25\%$  a  $30\%$  entre as estimativas teóricas e os valores encontrados em campo. No entanto, a aplicação da lei para resolução de problemas é justificada por não haver melhor alternativa disponível e por produzir resultados satisfatórios sobre o comportamento do material. Apesar das falhas na Teoria da Elasticidade, ainda continua sendo a forma analítica mais próxima de encontrar as tensões no maciço de solo.

## 2.6 Bulbo de tensões

A partir das considerações de Pinto (2006), entende-se que o aumento da área de atuação da carga aplicada com a profundidade provoca a diminuição da intensidade da força propagada (Figura 2.12). Esta diminuição também ocorre quanto mais longe do eixo de simetria da carga estão pontos numa mesma profundidade. Logo, é perceptível que a variação das tensões verticais devida ao carregamento externo não é constante dentro das mesmas coordenadas em X ou em Y.

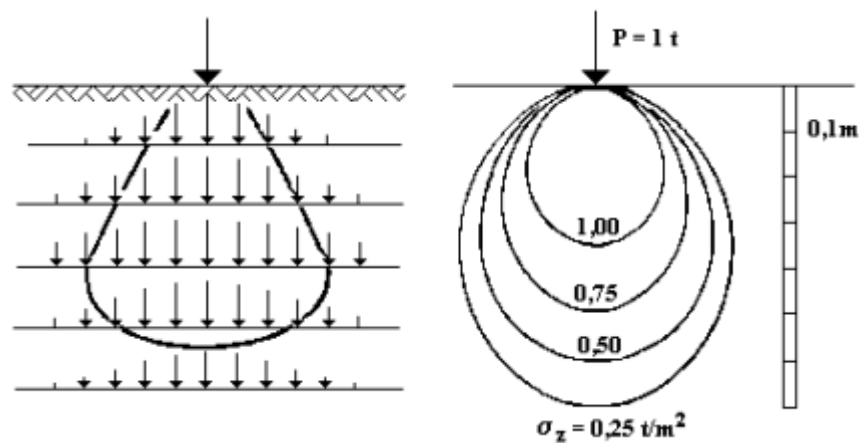
Por intermédio das equações de Boussinesq e das variações de seu trabalho produzidas por outros autores, é possível calcular pontos onde o acréscimo de tensão abaixo da área carregada é o mesmo. Com base nesses aumentos de tensão calculados, podem ser traçadas isóbaras de pressão, também chamadas de bulbo de tensões, que são semicírculos concêntricos de igual valor de pressão, espaçados igualmente (DAS, 2012). Na Figura 2.13, vê-se que os pontos que possuem mesmo valor de tensão, quando ligados forma um sino.

Figura 2.12 - Distribuição de tensões com a profundidade - (a) distribuições horizontais qualitativamente (b) variação dos acréscimos da tensão vertical ao longo da linha vertical passando pelo eixo de simetria da área carregada.



Fonte: Pinto (2006).

Figura 2.13 - Bulbo de tensões



Fonte: Marangon (2018).

A representação do bulbo de tensões é feita de forma aproximada, pois a dissipação da carga acontece de maneiras diferentes, a depender de aspectos particulares de cada material. De acordo com Bastos (2019), a distribuição de tensões no solo exercida por uma sapata não é necessariamente uniforme e depende de fatores como:

- existência de excentricidade do carregamento aplicado;
- intensidade de possíveis momentos fletores aplicados;
- rigidez da fundação;
- propriedades do solo;
- rugosidade da base da fundação.

## 2.7 Softwares na Engenharia

A utilização de ferramentas de engenharia auxiliada por computador, do inglês Computer Aided Engineering (CAE), assim como o Computer Aided Design (CAD), trouxe melhorias para a área da engenharia, pois agilizam os cálculos que anteriormente eram feitos à mão e detalham com maior precisão através da utilização de ferramentas de modelagem numérica como Método de Elementos Finitos (MEF) (AGUIAR *et al.* 2019).

No âmbito da Engenharia de Estruturas, o MEF tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores. Este tipo de cálculo tem a designação genérica de análise de estruturas e surge, por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc. A formulação do MEF requer a existência de uma equação integral, de modo que seja possível substituir o integral sobre um domínio complexo por um somatório de integrais estendidos a sub-domínios de geometria simples (AZEVEDO, 2003).

Existem softwares de elementos finitos específicos para a área de Geotecnia que reproduzem com grande precisão as condições reais encontradas em campo. Esses softwares precisam ser alimentados com parâmetros e condições de contorno que devem ser baseados e extraídos, preferencialmente, de ensaios de verdadeira grandeza ou em modelos de escala reduzida. Os *softwares* apresentam vantagens como versatilidade, acurácia, didática e rapidez, principalmente quando comparado ao cálculo manual.

Falcão (2017), por meio da análise numérica, estudou a interação de duas sapatas cujas faces se tocam e demonstrou que as tensões nunca serão maiores que a pressão de contato de cada sapata individual. O autor também mostrou que para sapata corrida, os resultados da análise computacional das tensões dissipadas no solo estão em concordância com os valores obtidos utilizando a equação de Terzaghi.

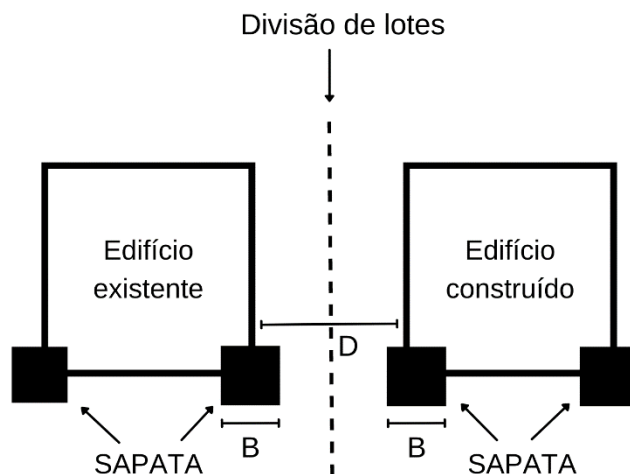
### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Metodologia de pesquisa

O objetivo do trabalho é analisar como a construção de um novo edifício, pode afetar as fundações de outro edifício pré-existente. Para tal, foram feitos 6 (seis) modelos numéricos com 2 sapatas corridas cada, sendo estas carregadas em momentos subsequentes. Entre estes seis modelos, variaram-se a largura da sapata ( $B$ ) e a distância ( $D$ ) entre eixos dessas sapatas (Figura 3.1). Foram coletados os recalques máximos em cada sapata em todos os momentos de ativação de carga.

Trabalhou-se com um *software* específico para resolução de problemas de Geotecnia pelo Método dos Elementos Finitos. A validação do modelo numérico de pesquisa foi feita por meio de trabalhos de Linhares (2013), Marangon (2017) e Alberto Junior (2020). Todos os detalhes estão descritos nos tópicos seguintes.

Figura 3.1 – Ilustração da situação em estudo.



Fonte: Do autor (2021).

#### 3.2 Características do modelo físico

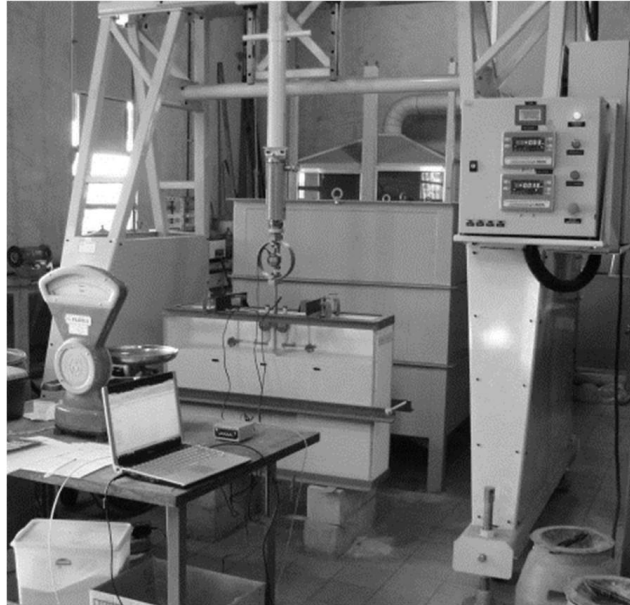
Os parâmetros geométricos para calibração do modelo numérico deste trabalho foram extraídos do estudo realizado por Linhares (2013) no Laboratório de Geotecnia da FEC/UNICAMP (Figura 3.2). A autora avaliou o comportamento de uma sapata corrida submetida a carregamento estático vertical sob solo arenoso fofo nas condições sem e com reforços geotêxtil tecido em diferentes configurações geométricas, por meio de modelos físicos em escala reduzida (Tabela 3.1). Os resultados produzidos deram origem a curvas



tensão-recalque com pontos de deslocamentos de 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30% da largura do modelo da sapata (10 cm). Para cada valor pré-fixado de deslocamento foi aferido um valor de tensão correspondente (

Tabela 3.2).

Figura 3.2 - Modelo físico de sapata corrida em escala reduzida.



Fonte: Linhares (2013).

Tabela 3.1 - Propriedades e parâmetros do modelo físico em escala reduzida.

<b>Dimensões da sapata</b>	
B (m)	0,10
<b>Dimensões da caixa</b>	
b (m)	0,964
l (m)	0,10
h (m)	0,686
<b>Parâmetros do reforço 5B</b>	
L (m)	0,505
Assentamento da primeira camada - u (m)	0,033
Resistência do Reforço - J (kN/m)	24
<b>Parâmetros do solo</b>	
Coesão - c (kPa)	0
Ângulo de atrito - $\phi$ (°)	30
Peso Específico - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,54

Fonte: adaptado de Linhares (2013).

Tabela 3.2 - Valores de tensão para os deslocamentos do modelo físico.

Deslocamentos Modelo Físico (mm)	Tensão (kPa)
5	80,5
10	136,9
15	184,6
20	228,7
25	270
30	311,1

Fonte: Linhares, 2013.

### 3.3 Geometria do modelo numérico

O modelo numérico foi desenhado baseado nas características do modelo de Linhares (2013). No trabalho, a autora cita que o modelo em escala reduzida apresenta defeitos como condições de borda não muito bem definidas e o efeito escala. Portanto, optou-se por transformar as dimensões do modelo físico reduzido em valores próximos do modelo de escala real ideal, uma vez que o *software* permite simular este tipo de situação com facilidade. As modificações foram feitas de acordo com Dell'Avanzi *et al.* (2006), que propôs coeficientes de correlação de escala para cada tipo de propriedade (Tabela 3.3).

O fator de escala geométrica é definido como a razão entre o comprimento no protótipo e no modelo (3.1):

$$N = \frac{L_p}{L_m} \quad (3.1)$$

sendo,

$N$  = fator de escala geométrico;

$L_p$  = comprimento do modelo numérico;

$L_m$  = comprimento do modelo em escala reduzida.

Tabela 3.3 - Efeito escala.

<b>Propriedades e parâmetros</b>	<b>Fator escala (protótipo/modelo)</b>
Aceleração	1
Comprimento	N
Área	N <sup>2</sup>
Volume	N <sup>3</sup>
Força	N <sup>3</sup>
Densidade	1
Massa	N <sup>3</sup>
Peso específico	1
Tensão	N
Ângulo de atrito	1
Porosidade	1
Módulo de Elasticidade	N
Intercepto Coesivo	N

Fonte: Dell'avanzi *et al.* (2006).

Considerando-se que o protótipo de uma sapata corrida possui largura de 1 metro e, aplicando o fator de escala geométrico N, pôde-se calcular a dimensão do modelo conforme Equação 3.1 em 10 metros. Desta maneira, converteram-se todos os parâmetros do modelo físico reduzido e desconsiderou-se as informações sobre reforço pois não são objetos de estudo deste trabalho (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 – Dimensões para o modelo numérico.

<b>Dimensões da sapata</b>	
B (m)	1
<b>Dimensões da caixa</b>	
b (m)	10
h (m)	7
<b>Parâmetros do solo</b>	
Coesão - c (kPa)	0
Ângulo de atrito - $\phi$ (°)	30
Peso Específico - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,54

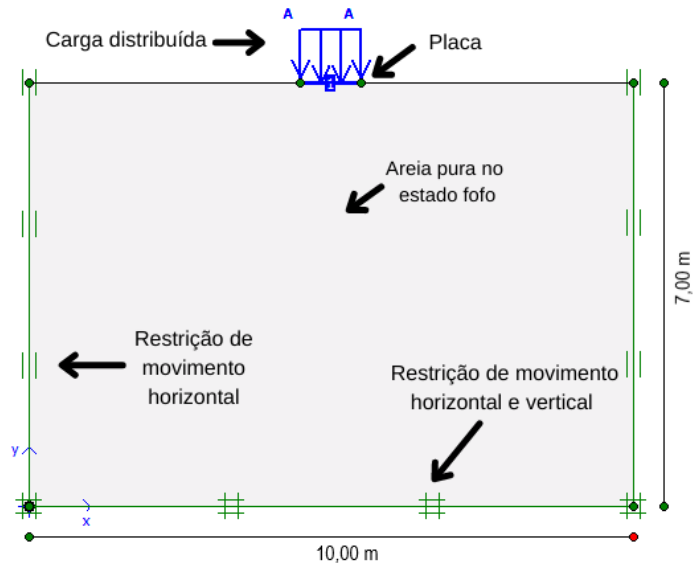
Fonte: Do autor (2021).

A fundação superficial representativa foi modelada utilizando-se um elemento de placa (*plate*) com módulo de rigidez de EA=1.000,00 kN/m e EI=1.000,00 kNm<sup>2</sup>/m. As forças provenientes da superestrutura da edificação foram simbolizadas pela carga distribuída aplicada sobre a placa.

No limite inferior, implantou-se a restrição de movimento nas duas direções, e nas laterais limitou-se apenas o movimento horizontal, permitindo que o solo se deformasse

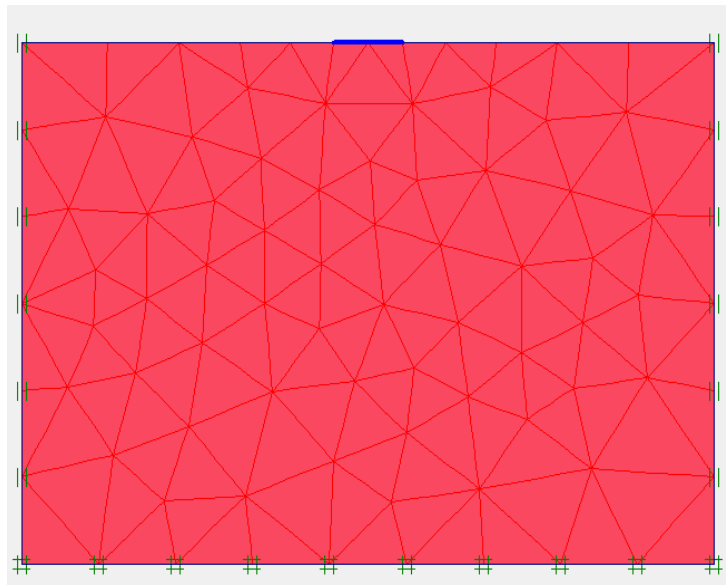
verticalmente. A Figura 3.3 ilustra a geometria e os elementos adicionais do modelo numérico em escala real e a Figura 3.4 apresenta a malha de elementos do modelo.

Figura 3.3 - Ilustração do modelo numérico.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 3.4 – Malha de elementos do modelo de ajuste.



Fonte: Do autor (2021).

### 3.4 Ajuste de parâmetros geotécnicos e validação do modelo numérico

O ajuste fino dos demais parâmetros foi realizado empiricamente, por meio de diferentes combinações de parâmetros, com objetivo de encontrar a que melhor se adequasse à referência do modelo físico reduzido. O *software* de elementos finitos trabalha dividindo a

área de estudo em triângulos e efetuando iterações entre os nós a fim de encontrar as soluções. O refinamento da malha e a quantidade de nós são parâmetros que definem a quantidade de triângulos e o número de nós por onde as iterações ocorrem.

Foi adotado modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para o solo, que requer como parâmetros necessários: o peso específico ( $\gamma$ ), o módulo de deformabilidade ( $E$ ), o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), o ângulo de dilatação ( $\Psi$ ), o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e a coesão ( $c$ ). O peso específico foi obtido por Linhares (2013) em 14,54 kN/m<sup>3</sup>. O trabalho de Marangon (2017), que correlacionou tais parâmetros com a compactidade dos solos arenosos (Tabela 3.5), serviu como ponto de partida para encontrar os valores de  $E$  e  $\nu$ . Alberto Junior (2020) embasou-se no mesmo trabalho de Linhares (2013) e elaborou uma análise numérica de reforços em fundações rasas, propondo valores iniciais de  $\Psi$  e  $\phi$  para areia pura em estado fofo, que serviram de referência para determinação dos mesmos parâmetros deste trabalho.

Tabela 3.5 - Avaliação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT para areias e solos arenosos.

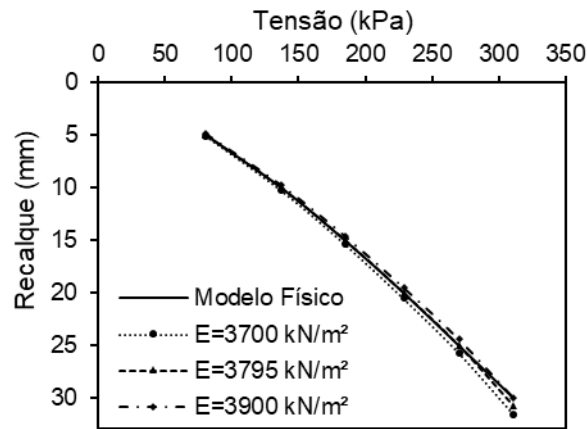
Compacidade	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Fofa	0	25-30	1000 - 5000	
Pouco compacta	0	30-35	5000 - 14000	
Medianamente compacta	0	35-40	14000 - 40000	0,3 a 0,4
Compacta	0	40-45	40000 - 70000	
Muito compacta	0	>45	>7000	

Fonte: adaptado de Marangon (2017).

O ângulo de atrito original foi obtido por meio do teste de cisalhamento direto. Este parâmetro foi transformado em ângulo de atrito por deformação plana, para melhor se enquadrar nas condições de deformações do modelo numérico. Utilizou-se coeficiente sugerido por Kulhawy e Mayne (1990) de 1,10; logo, considerou-se o ângulo de atrito como 33,0°.

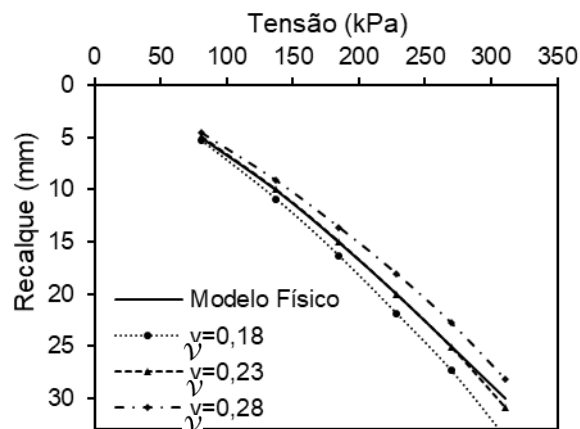
Também foram realizados ajustes dos valores de módulo de deformabilidade ( $E$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e ângulo de dilatação ( $\Psi$ ) primeiramente embasados em Marangon (2017). Esses ajustes podem ser visualizados da Figura 3.5 à Figura 3.7. Em condições reais, areias puras apresentam coesão igual a zero. Porém, devido a problemas de instabilidade numérica, o *software* utilizado recomenda a utilização de uma coesão maior do que 0,2 kPa (BRINKGREVE E VERMEER, 2002), mesmo nos casos de areias puras. Objetivando chegar a menor coesão possível, obteve-se o valor de 2,00 kPa. A Figura 3.8 mostra o ajuste do parâmetro.

Figura 3.5 - Curva carga-recalque com variação do  $E$  ( $\nu = 0,23$ ;  $\Psi=6,35^\circ$ ;  $c= 2,0$  kPa; 6 nós e malha grosseira).



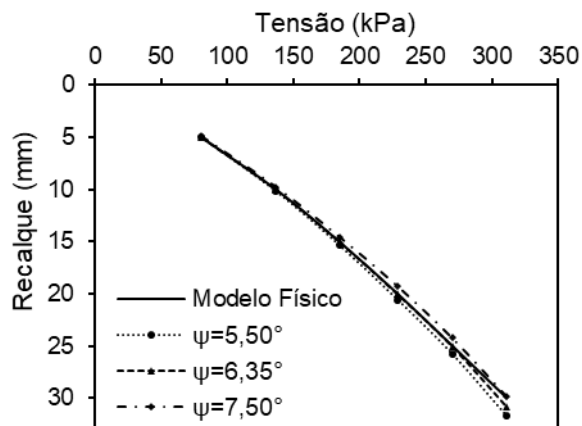
Fonte: Do autor (2021).

Figura 3.6 - Curva carga-recalque com variação do  $\nu$  ( $E=3795$  kN/m<sup>2</sup>;  $\Psi=6,35^\circ$ ;  $c= 2,0$  kPa; 6 nós e malha grosseira).



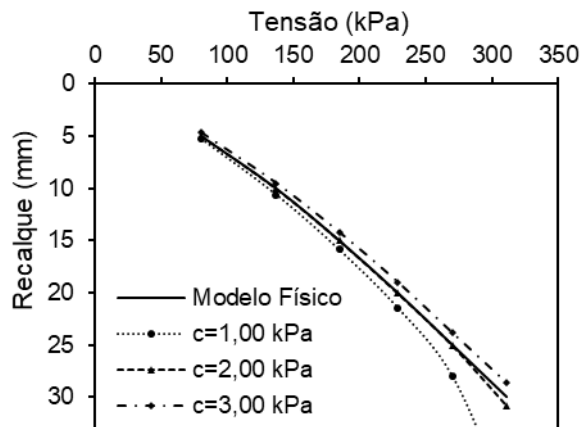
Fonte: Do autor (2021).

Figura 3.7 - Curva carga-recalque com variação do  $\Psi$  ( $E=3795$  kN/m<sup>2</sup>;  $\nu =0,23$ ;  $c= 2,0$  kPa; 6 nós e malha grosseira).



Fonte: Do autor (2021).

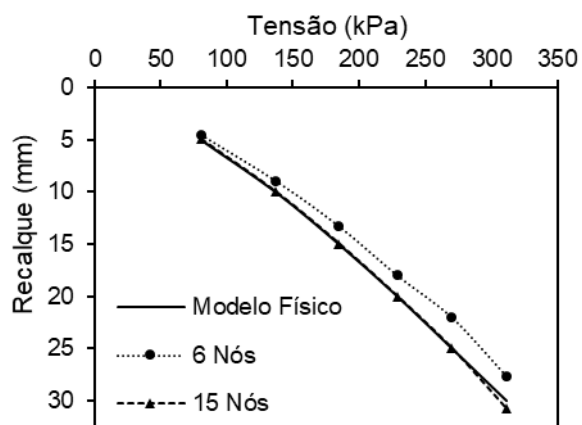
Figura 3.8 - Curva carga-recalque com variação da Coesão ( $E=3795 \text{ kN/m}^2$ ;  $\nu =0,23$ ;  $\Psi=6,35^\circ$ ; 6 nós e malha grosseira).



Fonte: Do autor (2021).

Ao tentar computar o modelo sob estudo nas malhas extra fina, fina e média, o *software* apresentou instabilidade e acusou falha nas fases finais de carregamento, que contavam com os valores de tensão maiores. Ao extrair os resultados das fases com erro o *software* apresentou valores de deslocamento infinitamente superiores do que nas fases iniciais. A malha tipo grosseira foi o arranjo que possibilitou o cálculo de todas as fases com sucesso. A quantidade de nós foi determinada por comparação entre as duas possibilidades, 6 e 15 nós. Assim, o melhor ajuste aconteceu na malha grosseira e 15 nós (Figura 3.9).

Figura 3.9 - Curva carga-recalque comparativa dos nós ( $E=3795 \text{ kN/m}^2$ ;  $\nu =0,23$ ;  $\Psi=6,35^\circ$ ;  $c=2,0 \text{ kPa}$  e malha grosseira).

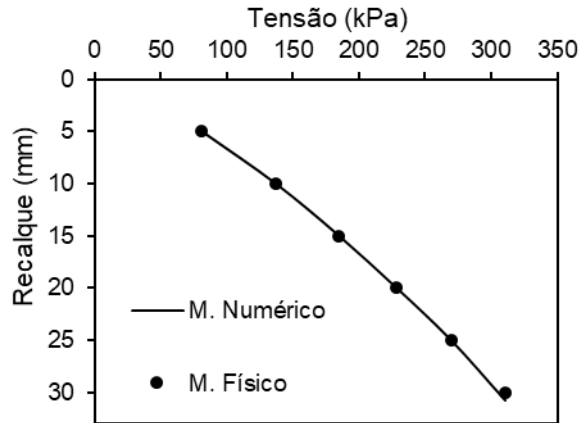


Fonte: Do autor (2021).

A Figura 3.10 apresenta o comparativo entre o modelo físico reduzido e o numérico validado. O desvio médio entre o protótipo e o modelo numérico foi de 0,6%, considerado

aceitável e a maior diferença foi observada no último ponto (Tabela 3.6). A Tabela 3.7 apresenta o resumo das configurações do melhor ajuste.

Figura 3.10 – Comparativo entre modelo reduzido físico e modelo numérico.



Fonte: Do autor (2021).

Tabela 3.6 – Comparação de deslocamentos entre modelos reduzido e numérico.

Tensão (kPa)	Modelo reduzido (mm)	Modelo numérico ajustado (mm)	Desvio
80,5	5	4,97	0,6%
136,9	10	10,00	0,0%
184,6	15	14,98	0,2%
228,7	20	20,02	0,1%
270,0	25	25,02	0,1%
311,1	30	30,80	2,7%

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 3.7 - Resumo das configurações do modelo numérico.

Parâmetro	Valor
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,54
E (kPa)	3795
c (kPa)	2
$\nu$	0,23
$\Psi$	6,35°
$\phi$	33°
Tipo de malha	Grossa
Quantidade de nós	15

Fonte: Do autor (2021).



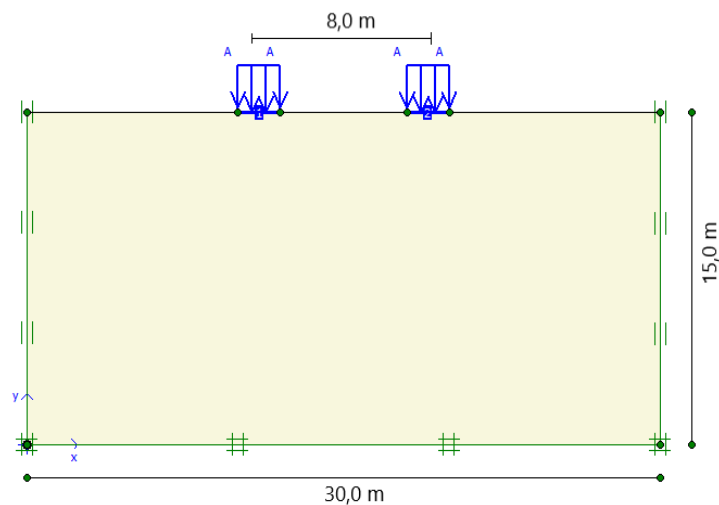
### 3.5 Análise Paramétrica

#### 3.5.1 Limites do modelo

Uma vez que o modelo físico de referência trabalhava com apenas uma fundação e, neste estudo, serão utilizadas duas fundações, os limites geométricos do modelo numérico foram redefinidos com intenção de atender o caso mais crítico previsto no estudo.

O comprimento horizontal, foi fixado em 30 metros, para atender a cenário que comporta a maior largura de sapata (2 metros) e a maior distância entre os elementos (8 metros) com objetivo de eliminar os efeitos de borda e assegurou-se que a bordas não apresentassem recalque (Figura 3.11). A altura do modelo escolhida foi 15 metros com base na estimativa de  $4B$  (onde  $B$  é a largura da sapata) feita por Cintra, Aoki e Albiero (2011) para sapatas corridas.

Figura 3.11 – Ilustração do caso com maior distância entre elementos.



Fonte: Do autor (2021).

Para fins de projetos, o bulbo mais afastado a ser considerado equivale a 10% da carga aplicada. Em problemas práticos, as tensões inferiores a 10% da aplicada pela fundação ou placa são geralmente irrelevantes (HACHICH *et al.*, 1998). Os valores de dissipação de carga observados no modelo numérico estão de acordo com o proposto por Hachich.

### 3.5.2 Modelos em estudo

Para organização dos resultados separaram-se os modelos em dois grupos com larguras de sapatas (B) iguais e distância entre seus eixos (D) decrescente (Tabela 3.8). De forma a evidenciar o efeito combinado entre B e D, as suas proporções foram mantidas as mesmas de um grupo para outro. O nome dos modelos foi abreviado para M1, M2 e assim por diante. É possível observar a geometria dos modelos e as malhas geradas na Figura 3.12.

Tabela 3.8 - Características dos modelos.

<b>Grupo</b>	<b>B (m)</b>	<b>D (m)</b>	<b>Nome do Modelo</b>
A	1,0	4,0	M1
		3,0	M2
		2,0	M3
		8,0	M4
B	2,0	6,0	M5
		4,0	M6

Fonte: Do autor (2021).

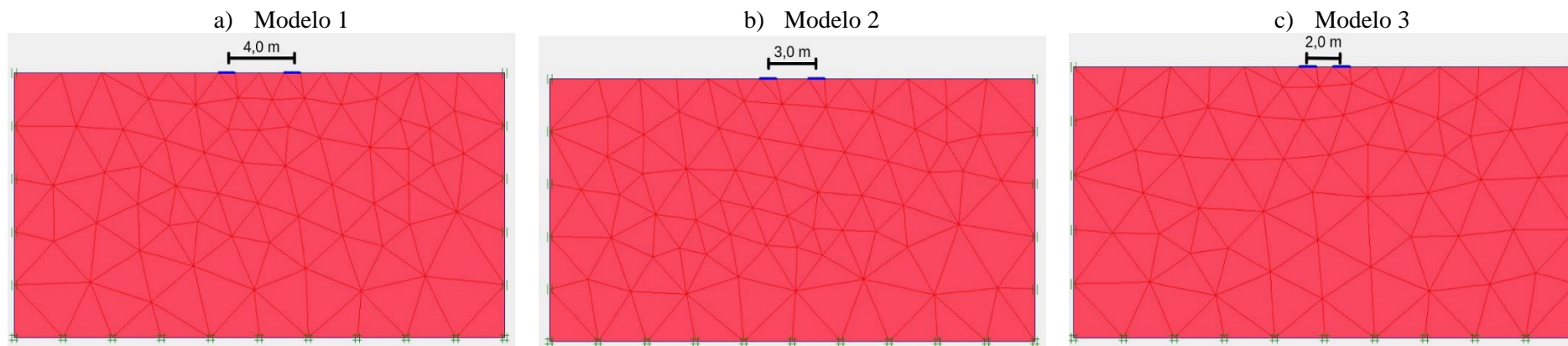
As tensões de carregamento das sapatas foram escolhidas dentro do intervalo de melhor ajuste da curva do modelo físico reduzido (Figura 3.10), sendo: 100, 150, 200 e 250 kPa. O carregamento das sapatas foi feito em 8 fases, sendo as primeiras 4 fases referentes ao carregamento da sapata esquerda (edifício existente) e as últimas 4 fases referente ao carregamento da sapata direita (novo edifício construído) (Tabela 3.9).

Tabela 3.9 – Fases de carregamento.

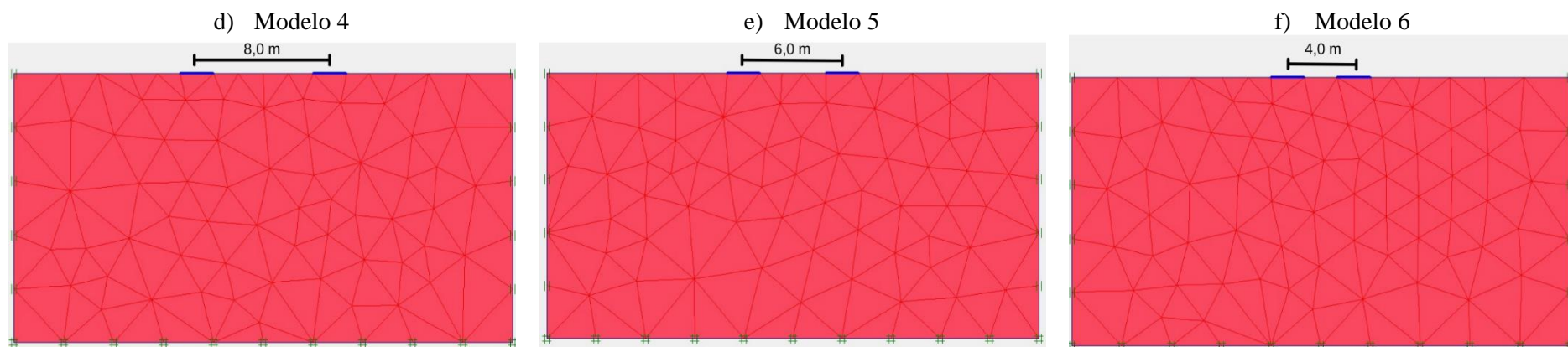
<b>FASE</b>	<b>TENSÃO APLICADA (kPa)</b>	
	<b>Sapata Esquerda</b>	<b>Sapata Direita</b>
1	100	0
2	150	0
3	200	0
4	250	0
5	250	100
6	250	150
7	250	200
8	250	250

Fonte: Do autor (2021).

Figura 3.12 – Configuração da malha dos modelos - a) M1 b) M2 c) M3 d) M4 e) M5 f) M6.  
Grupo A



Grupo B



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Tensões verticais e bulbos de pressão

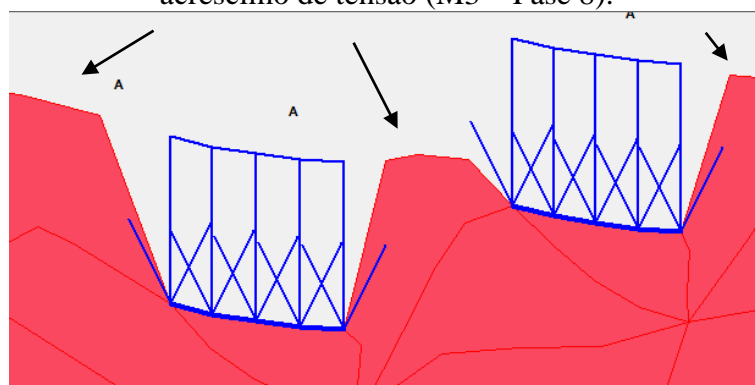
As tensões verticais de todos os modelos no últimos estágio de carregamento são apresentadas na Figura 4.2.

Os valores de dissipação de tensões no fundo do modelo obedeceram aos 10% de dissipação esperados, proposto por HACHICH *et al.*, (1998). Verifica-se altos valores de tensão no fundo no modelo, pois, além das tensões aplicadas nas sapatas, existe a atuação do peso próprio do solo.

Em ambos os grupos, observou-se que, ao aproximar as sapatas, houve um aumento de tensões nas regiões logo abaixo das sapatas e também dentro do maciço. A sobreposição dos bulbos de tensão foi observada com maior clareza nos Modelos 3 e 6, que apresentavam a menor distância entre elementos (D).

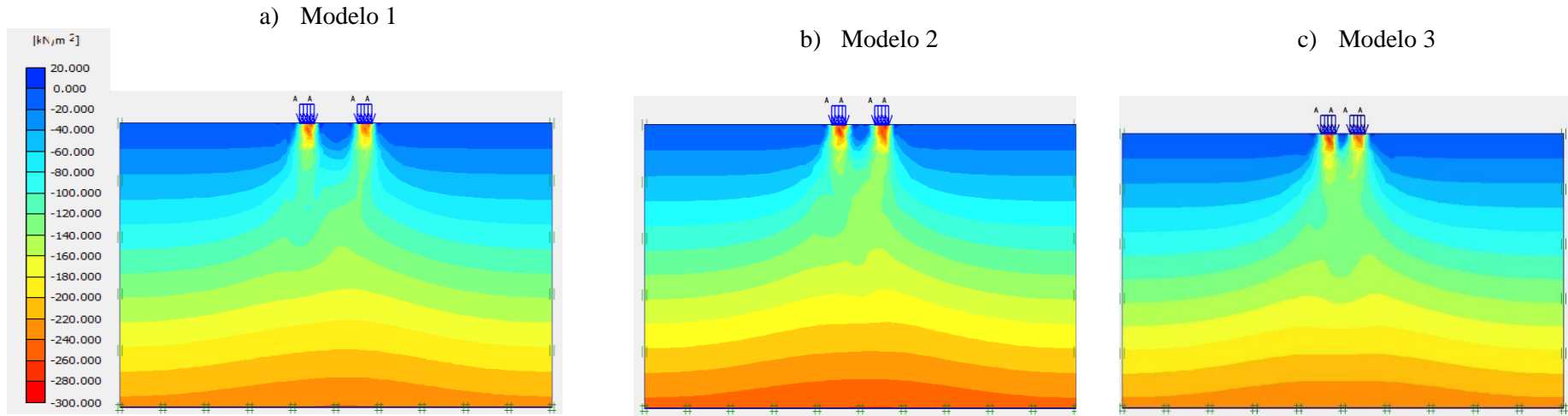
O *software* considera o sentido ascendente do eixo *y* como positivo e constatou-se o surgimento de tensões de sentido positivo (tração), manifestadas na região próxima a borda superior entre as duas sapatas, indicando um pequeno levantamento de uma porção de solo (Figura 4.1). Pode ser interpretado como uma instabilidade local e não causou impacto significativo no estudo do modelo.

Figura 4.1 – Malha deformada em escala ampliada. As setas apontam o local onde houve acréscimo de tensão (M3 – Fase 8).

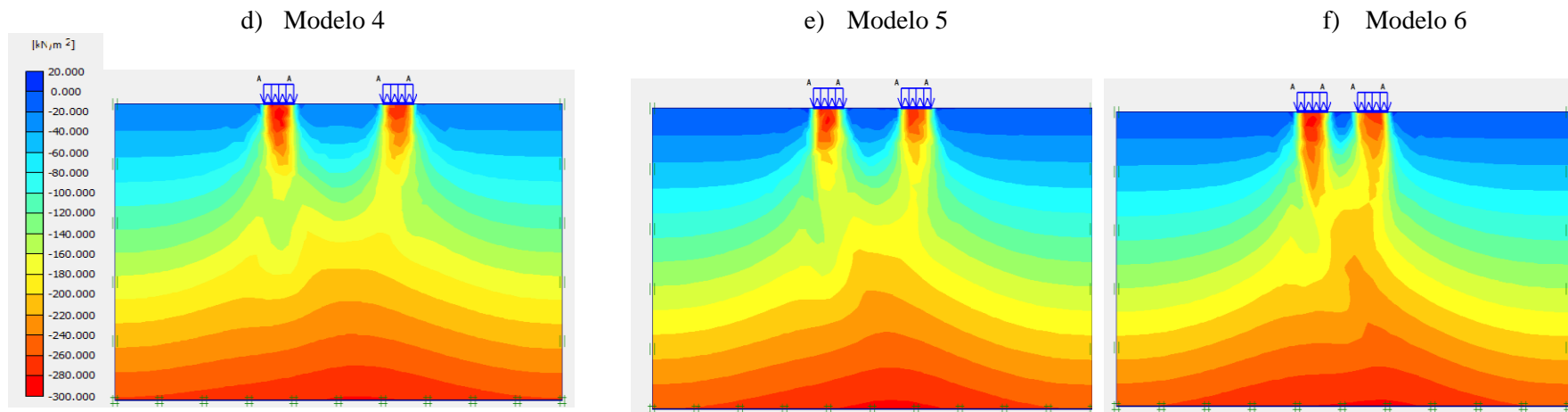


Fonte: Do autor (2021).

Figura 4.2 – Resultado dos modelos - a) M1 b) M2 c) M3 d) M4 e) M5 f) M6.  
Grupo A



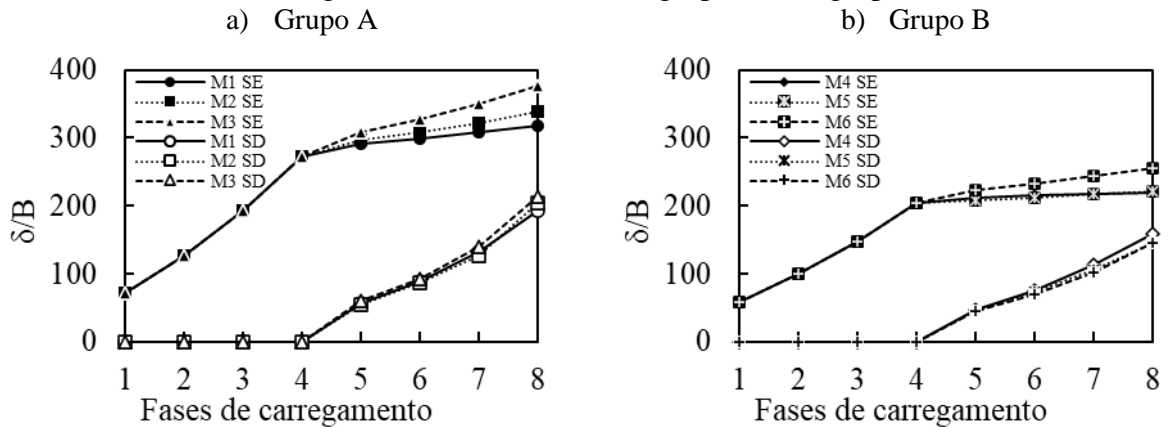
Grupo B



## 4.2 Recalques

Foram extraídos os recalques máximos observados em cada sapata a cada fase de carregamento, sendo a sapata esquerda (SE) a primeira a ser carregada e a sapata direita (SD) a segunda. Os recalques foram normalizados por meio da divisão pela largura da sapata (B). Na Figura 4.3, encontram-se os resultados do grupo A e grupo B.

Figura 4.3 – Resultados - a) grupo A e b) grupo B.

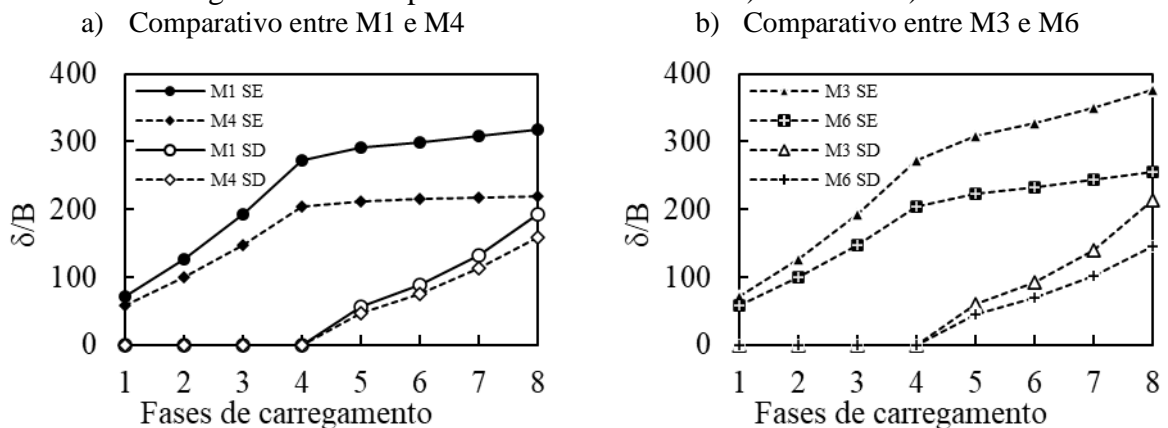


Fonte: Do autor (2021).

Nota-se que, nos dois grupos, houve maior incremento de deslocamento na sapata esquerda, entre as fases 4 e 8, nos modelos de menor D (M3 e M6), sendo o contrário também válido (M1 e M4).

A Figura 4.4 mostra a comparação entre os modelos dos Grupos A e B com a mesma razão D/B, sendo: a) os maiores D/B e b) os menores D/B. Na Tabela 4.1, resumem-se os percentuais de incremento de deslocamentos de todos os modelos entre as fases 4 e 8.

Figura 4.4 – Comparativo entre modelos – a) M1 e M4 b) M3 e M6.



Fonte: Do autor (2021).

Tabela 4.1 – Incremento de recalque em SE entre fase 4 e 8.

Modelo	Incremento de recalque em SE entre as fases 4 e 8 (%)
M1	16,9
M2	24,7
M3	38,3
M4	7,5
M5	8,7
M6	25,6

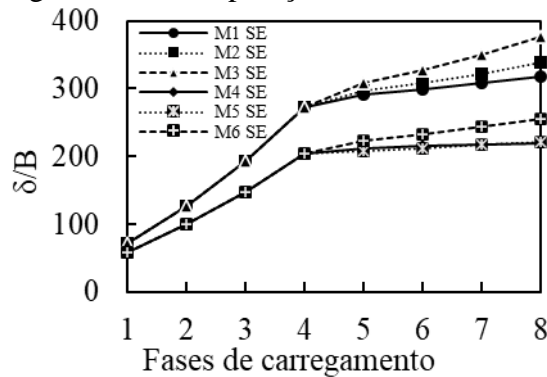
Fonte: Do autor (2021).

Era esperado que os modelos com mesmo D/B apresentassem inclinação de curva e acréscimo de recalque similares devido as características normalizadas serem as mesmas. Nos Modelos 1 e 4, com maiores razões D/B, observaram-se deslocamentos normalizados de 0,318 e 0,219, respectivamente e incremento de recalques na sapata esquerda, entre fase 4 e 8, foi de 16,9% e 7,5%, respectivamente. Os acréscimos na sapata esquerda foram os menores de cada grupo correspondente, assim, nota-se a semelhança de comportamento dos dois grupos.

Nos Modelos 3 e 6, com menores razões D/B, observaram-se deslocamentos normalizados de 0,376 e 0,256 respectivamente, e incrementos de recalque em SE, entre fase 4 e 8, foi de 38,3% e 25,6%, respectivamente. Mais uma vez, o padrão se repetiu em ambos os grupos, os modelos de menor D/B apresentaram maiores valores de incremento de recalque, como era previsto.

A Figura 4.5 retrata a comparação entre as sapatas esquerda de todos os grupos.

Figura 4.5 – Comparação SE de todos modelos.



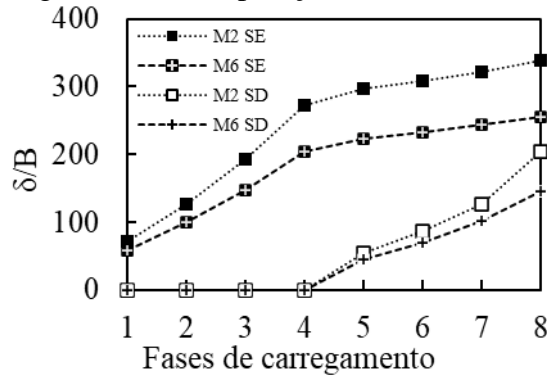
Fonte: Do autor (2021).

Nota-se que não houve diferenciação considerável entre as curvas M4 SE e M5 SE, nas fases 5 a 8 e os incrementos de recalque foram bastante próximos. É importante lembrar que

estes são os modelos com maiores D/B (6 e 4 metros, respectivamente). Portanto, entende-se que existe um limite de distância que exerce influência nos recalques da sapata esquerda, e aparentemente, está a partir de 4 m de distanciamento.

A Figura 4.6 compara os modelos 2 e 6.

Figura 4.6 – Comparação entre modelos 2 e 6.



Fonte: Do autor (2021).

Os modelos 2 e 6 possuem a mesma distância entre os elementos, de 2,0 m, subtraindo D por B. A tensão pode ser definida como força dividida por área. Aplicou-se 250 kPa nos dois modelos, no entanto, M2 possui 1 m de largura e no M6 possui o dobro, assim, a força aplicada no modelo 6 foi o dobro do modelo 2. A diferença entre as forças aplicadas foi responsável pela defasagem dos resultados, porém, devido à normalização dos resultados, M2 aparece com valores maiores de deslocamento do que M6. Nota-se que a inclinação da curva se manteve semelhante em ambos os casos, logo, entende-se que a largura da sapata interferiu pouco, pois a carga aplicada foi encarregada da diferenciação dos recalques.

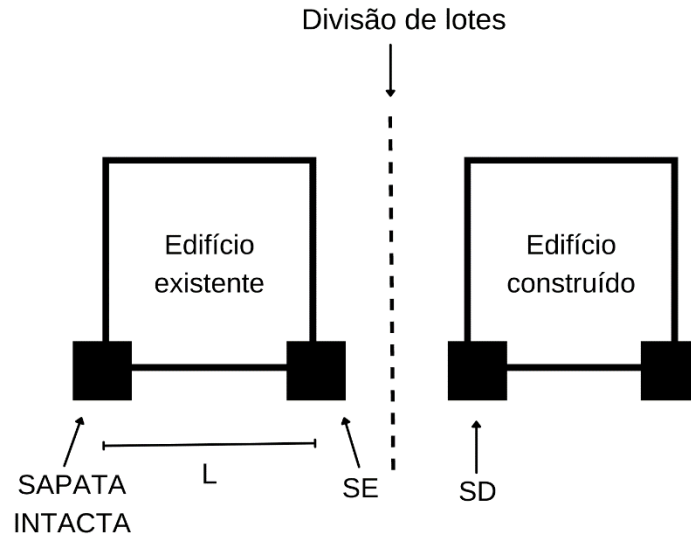
### 4.3 Distorção angular

Na prática, as tensões provocados pela construção da sapata vizinha (SD) podem causar interferências significativas no primeiro edifício já construído. Para estudar essa situação, escolheu-se o maior valor normalizado de recalque (0,376), que aconteceu na fase 8 do modelo 3 com  $D = 2,0$  m e  $B = 1,0$  m, e simulou uma construção com distância entre sapatas (L) de 10, 15 e 20 m, calcularam-se as distorções angulares entre as sapatas do Edifício Construído para dois casos. O primeiro caso, chamado de homogêneo, admitiu-se que o recalque da sapata intacta (SI) foi igual à fase 4 do M3, pois é o estágio de carregamento máximo sem influência de construção vizinha e o segundo caso, nomeado como crítico, admitiu-se que a sapata intacta não sofreu recalque devido à um reforço no solo ou solo com melhores propriedades, portanto o recalque diferencial entre as duas, foi o próprio



valor de recalque da sapata esquerda. A Figura 4.7 ilustra o esquema construtivo da simulação em estudo. Os resultados da distorção angular foram calculados utilizando a Equação 2.4 e 2.5 e estão listados na Tabela 4.2.

Figura 4.7 – Ilustração de esquema construtivo.



Fonte: Do autor (2021).

Tabela 4.2 – Distorção angular por diferentes distâncias.

$\rho_{SE}$ (m)	$\rho_{SI}$ homogêneo (m)	$\rho_{SI}$ heterogêneo (m)	L (m)	$\delta/L$ homogêneo	$\delta/L$ heterogêneo
0,376	0,272	0	10	1/100	19/500
0,376	0,272	0	15	7/100	1/40
0,376	0,272	0	20	1/200	19/1000

Fonte: Do autor (2021).

Para o caso homogêneo e  $L = 10$  m, temos que a distorção angular alcança o limite mais crítico da tabela de Velloso e Lopes (2011) (Figura 2.5) que é de 1/100 e inclui danos estruturais críticos, como fissuras na estrutura, inclinação notável e necessidade de reforço. Para  $L = 15$  e 20 m, os danos atingem o limite de 1/200 da tabela e podem gerar danos estruturais no edifício em geral.

Para o caso heterogêneo, em qualquer distância  $L$ , a construção do segundo edifício chega ao limite mais grave da tabela e pode causar danos estruturais graves, fissuras, inclinação acentuada e necessidade de reforço.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 5.1 Conclusões

Ao analisar os resultados do grupo A e B, percebe-se que as curvas de SD se comportam de maneira similar, já as curvas de SE possuem diferentes inclinações, indicando desempenhos diferentes. Entende-se que os recalques em SD acontecem independentemente da distância para SE, pois as curvas de recalque encontram-se muito próximas entre si. Já os resultados de SE são variáveis, aumentando os deslocamentos à medida que se aproximam as sapatas. Portanto, conclui-se que a construção de SD induz acréscimo de deslocamentos em SE, e esse acréscimo varia de acordo com D. Como causa desses acréscimos, atribui-se a sobreposição dos bulbos de tensões, o que produz uma maior sollicitação da região abaixo da sapata esquerda, desta maneira, intensifica-se os esforços, logo há mais recalque no elemento de fundação construído primeiro.

Os resultados do grupo B apontam que existe um limite de distância que a construção de uma sapata vizinha influencia na sapata existente. Aparentemente, este limite se dá para distâncias inferiores a 4 metros entre eixos dos elementos de fundação.

A largura da sapata B aparentemente exerce pouca interferência nos deslocamentos anotados, sendo a intensidade das forças a causa das discrepâncias dos recalques. Além disso, medir a distância pelas bordas dos elementos não é recomendado, sendo a distância entre eixo mais viável.

Em simulação, a distorção angular entre sapatas edificação, resultante da construção da sapata vizinha, atingiu limites cruciais em ambos os casos estudados. Para a situação realística, os danos potenciais variaram de estruturais à de grave impacto, como fissuras e necessidade de reforço. No caso heterogêneo, em todas as distâncias propostas, houve danos graves de maior intensidade medidos pela tabela de Velloso e Lopes (2011). Entre as medidas para evitar os recalques, em fase de projeto pode-se citar o reforço do solo e de contenção, pode-se citar o macaqueamento da estrutura. Propõem, que se possível o engenheiro projetista evite locar sapatas próximas aos limites do terreno, com propósito distanciar-se da interferência do bulbo de tensões da fundação adjacente que virem a serem construídas posteriormente.

Recomenda-se que para solos fofos, com alta compressibilidade, sejam executadas fundações profundas ou que o solo seja reforçado antes da construção.

## 5.2 Sugestões para pesquisas futuras

Elencam-se abaixo algumas sugestões para continuidade da pesquisa:

- Estudar o comportamento de situação semelhante utilizando reforço em geotêxtil no solo de fundação.
- Estudar o desempenho de fundações profundas em cenário semelhante.

## REFERÊNCIAS

- AGUIAR, N. G. S.; FILHO, L. A. O. C.; GENEROSO F. B. **O uso de softwares na engenharia civil e arquitetura**. Montes Claros, 2018.
- ALBERTO JUNIOR, Carlos. **Análise numérica do uso de reforços em fundações rasas**. Lavras: Ed. UFLA, 2020.
- ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Edgard Blücher Ltda., 1998. 142 p
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. Buenos Aires, 1975.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8044**: Projeto geotécnico - procedimento. Rio de Janeiro, 2018.
- AZEREDO, H. **O Edifício até sua Cobertura**. 2. ed. São Paulo, 1997.
- AZEVEDO, A. F. M. **Método dos elementos finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2003. Disponível em: <[http://www.alvaroazevedo.com/publications/books/livro\\_mef\\_aa\\_1ed/doc/Livro\\_MEF\\_AA.pdf](http://www.alvaroazevedo.com/publications/books/livro_mef_aa_1ed/doc/Livro_MEF_AA.pdf)> Acesso em: 24 nov. 2021
- BASTOS, P. S. S. **Sapatas de fundação**. 2019. Disponível em: <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 24 nov. 2021.
- BJERRUM, L. Allowable settlement of structures. **Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Germany: Wiesbaden, 1963.
- BOUSSINESQ, J. **Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques**. Paris: Gauthier-Villars, 1883.
- BRINKGREVE, R. B. J., VERMEER, P.A. **PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, version 8**. Leiden, Netherlands, 2002.
- CINTRA, J. C. A., Aoki, N. & Albiero, J.H. **Fundações Diretas**: Projeto Geotécnico. São Paulo: Oficina De Textos, 2011.
- DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução da sétima edição norte-americana**. São Paulo: CENGAGE Learning, 2012. 610p.
- DE BEER, E. E. **Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand**, Bearing Capacity and Settlement of Foundations. In: Proceedings of a Symposium, Duke University, Durham, 1965.
- DELL'AVANZI, E.; BERNARDES, G. P.; GODOY, H.; JARROUGES, H. **Estudo do Comportamento de Estruturas Grampeadas Utilizando Modelos Reduzidos**: Conceitos Teóricos para Garantia da Similitude Modelo - Protótipo. Curitiba, 2006.
- DIAS, M. S. **Análise do comportamento de edifícios apoiados em fundação direta no bairro da ponta da praia na cidade de Santos**. 2010. Tese (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- FALCÃO, Jonas Pereira. **Relatório final de projeto de pesquisa**: avaliação do bulbo de tensões no solo produzido por sapatas através do método numérico. UEA, 2017.
- HACHICH, W. *et al.* **Fundações**: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- LUCHI, L. A. R. **Estruturas de Fundação 2013-1**. Notas de Aula. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória: UFES, 2013.
- IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo**: estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. 200. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- KULHAWY, F.H.; MAYNE, P.W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Palo Alto, CA: Electric Power Research Institute. 1990.

- LINHARES, R. M. **Uso de reforço em geotêxtil com posicionamento não-planar para fundação superficial em solo arenoso fofo**. 2013. Tese (Mestrado em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, Campinas, 2013.
- MARANGON, M. **Parâmetros dos solos para cálculo de fundações**. Juiz de Fora: UFJF, 2017.
- MARANGON, M. **Mecânica dos Solos II**. Juiz de Fora, 2018.
- MENEZES, G. **Por que os prédios de Santos são tortos? | 360 Explica**. Disponível em: <<https://engenharia360.com/por-que-os-predios-de-santos-sao-tortos/>> Acesso em 29 nov. 2021.
- MINOZZO, M., SAVARIS, G. e Costa, G. A. S. **A importância da investigação do subsolo no dimensionamento de fundações**. Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia, Paraná, 2016.
- PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- SALAZAR, J. C. P., **Determinação de cenários futuros de uso e cobertura do solo e sua influência na vulnerabilidade ambiental: o caso do município de formosa – GO**. Brasília, 2015. Disponível em <<http://ptarh.unb.br/wp-content/uploads/2017/03/dissertac%CC%A7a%CC%83o.pdf>> Acesso em 24 nov. 2021.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: HACHICH, W. *et al.* Fundações: teoria e prática, São Paulo: Pini, 1996.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943.
- VARGAS, M.; SILVA, F. R. **O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos**. Conferencia Regional Sul-Americana Sobre Edifícios Altos. Anais. Porto Alegre, 1973.
- VELLOSO, D. A.; RESENDE, F. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação de Subsolo - Fundações Superficiais**. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2004. 226 p
- VELLOSO, D. A., e LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Vol. completo, Oficina de Textos, 2011.
- VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foudantions**. In: WIN-TERKORN, H. F. e FANG, H. Y. **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975.