

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CAMPUS DO SERTÃO – EIXO DA TECNOLOGIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS COM  
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS A PARTIR DO MÉTODO DOS ELEMENTOS  
FINITOS**

Delmiro Gouveia – AL

2022

MATEUS LIMA BARROS

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS COM  
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS A PARTIR DO MÉTODO DOS ELEMENTOS  
FINITOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Alagoas – UFAL, Campus do Sertão, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Vinicius Costa Correia

Delmiro Gouveia – AL

2022

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca do Campus Sertão**  
**Sede Delmiro Gouveia**

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza CRB-4/2209

B277a Barros, Mateus Lima

Análise da interação solo-estrutura em edifícios com fundações superficiais a partir do método dos elementos finitos / Mateus Lima Barros. – 2022.

113 f. : il.

Orientação: Vinícius Costa Correia.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2022.

1. Interação solo-estrutura. 2. Fundações superficiais. 3. Análise estrutural. 4. Método dos elementos finitos. I. Correia, Vinícius Costa. II. Título.

CDU: 624.1

## Folha de Aprovação

MATEUS LIMA BARROS

### ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS A PARTIR DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão e aprovado em 7 de outubro de 2022.

#### Banca Examinadora:



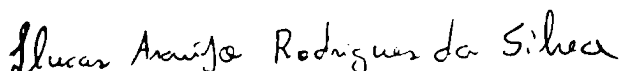
---

Prof. MSc. Vinicius Costa Correia, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)



---

Prof. DSc. David Leonardo Nascimento de Figueiredo Amorim, UFS  
(Avaliador)



---

Eng. MSc. Lucas Araújo Rodrigues da Silva, EESC/USP (Avaliador)

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado a vida, por me proporcionar saúde, perseverança e coragem para persistir no enfrentamento dos problemas diários; equilíbrio e paciência para vencer os desafios impostos e alcançar os meus objetivos, dia após dia.

À minha família, em especial à minha mãe, Maria Aparecida (Cida), e ao meu pai, Marcos (Quinho), pelo apoio incondicional, por todo amor, incentivo, educação e confiança a mim depositado. A eles devo tudo o que sei e o que sou. Sei bem de onde somos, de onde viemos e de onde sempre seremos.

À minha namorada, Nathalie, por toda a atenção, pelo amor e carinho alimentados diariamente, pela amizade e companheirismo, sempre buscando me aconselhar do melhor modo. Sem seu apoio, sei o quão mais difícil seria essa caminhada.

Agradeço às grandes amizades que construí ao longo desses anos, em especial aos meus parceiros de tantos trabalhos e de estudo: Ângelo, Edton, Josiclécio, Marcos, Pedro, Raiana, Rikelly e Wesley. Agradeço também a Cleyslany, Isabelly, Murilo, Micael, Rafael, Vitória e Vivian, e muitos outros. Com vocês, pude compartilhar momentos memoráveis, tornando minha trajetória na universidade mais feliz. Sem vocês não teria chegado até aqui.

Para o PET Engenharias e todos os seus membros fica a minha gratidão por tudo. O PET me possibilitou vivenciar a universidade em sua forma mais completa, contribuindo para o meu crescimento pessoal, acadêmico e profissional. Agradeço aos tutores, Antônio Netto, Alverlando Ricardo e Jonhatan Magno por todos os ensinamentos, e ao grupo, como um todo, por todas as grandes amizades que pude fazer.

Ao professor e orientador deste trabalho, Vinicius, por toda paciência, conselhos e ensinamentos. Pela oportunidade concedida de ingressar no Grupo de Análise de Materiais e Estruturas (GAMEs) em 2019, pelo trabalho conjunto na monitoria de Mecânica dos Sólidos I, e pela excelente orientação durante a execução da pesquisa e deste trabalho.

A SEPLAN, em especial a Júnior e Cecília, sou muito grato pela oportunidade e pelo grande aprendizado adquirido durante o período de estágio e a confiança a mim depositada.

Por fim, agradeço a todos os meus professores, aos técnicos e demais funcionários da UFAL, que durante a minha graduação contribuíram e foram de grande importância para a minha formação.

“Faça sempre o que te encanta. Você sabe que encontrou a felicidade quando vive um momento que não quer que acabe.” – Clóvis de Barros Filho

## RESUMO

Na análise estrutural, uma prática bastante corriqueira em escritórios de cálculo é a realização de projetos utilizando a hipótese de apoios indeslocáveis, desconsiderando assim, a deformabilidade do solo, o que pode acarretar em esforços solicitantes e deslocamentos desconformes com a realidade. Deste modo, torna-se imprescindível analisar os efeitos da interação solo-estrutura (ISE) durante a realização dos projetos. A análise da ISE permite modelos mais próximos da realidade, simulando o comportamento conjunto do sistema estrutural e geotécnico. Neste trabalho, foi analisada a variação dos esforços solicitantes e dos deslocamentos verticais e horizontais de uma estrutura ao considerar a ISE, em edifícios onde a norma não obriga a consideração da ISE na análise estrutural, buscando demonstrar que a sua não consideração pode provocar equívocos no dimensionamento; além de verificar a influência de diferentes tipologias de solo e do número de pavimentos. Assim, por meio do software SAP 2000, foram analisados dois edifícios em concreto armado, com 7 e 14 pavimentos com fundações superficiais, apoiados em dois perfis de solo diferentes, com o maciço de solo sendo simulado a partir de malhas tridimensionais de elementos finitos. Os resultados evidenciaram a redistribuição de esforços solicitantes nos modelos com ISE quando comparados aos modelos com apoios engastados, sendo observado uma migração de carga dos pilares centrais para os periféricos, e as maiores variações ocorrendo nos edifícios mais altos e nos modelos com solo menos resistente. As variações também foram mais representativas nos primeiros pavimentos de ambas as edificações. Quanto aos deslocamentos, foi notado um aumento dos deslocamentos horizontais e, em contrapartida, uma redução nos recalques diferenciais e distorcionais nas edificações com apoios flexíveis. Desta forma, concluiu-se que ao desprezar a deformabilidade e a ação do solo sobre a estrutura, a análise torna-se suscetível a resultados menos realistas, demonstrando a importância da utilização da interação solo-estrutura para se ter uma análise estrutural mais real e segura.

**Palavras-chave:** Interação solo-estrutura; análise estrutural; fundações superficiais; método dos elementos finitos.

## ABSTRACT

In structural analysis, a very common practice in calculation offices is to carry out projects using the hypothesis of non-displaceable supports, thus disregarding the deformability of the soil, which can lead to active forces and displacements that do not conform to reality. Thus, it is essential to analyze the effects of soil-structure interaction (SSI) during the realization of projects. The analysis of SSI allows models close to reality, simulating the set behavior of structural and geotechnical system. In this paper the variation of the internal forces and the vertical and horizontal displacements of a structure was analyzed when considering the SSI, in buildings where the brazilian standard does not require the consideration of the SSI in the structural analysis, seeking to demonstrate that not considering it can cause misunderstandings in the design; besides checking the influence of different soil typologies and of the number of floors. Therefore, by using SAP 2000 program, two buildings in reinforced concrete with 7 and 14 floors on shallow foundations, supported by two different soil profiles were analysed, with the soil massif being simulated with three-dimensional finite element meshes. The results evidenced stress redistribution in SSI models when compared to models with interchangeable supports, being observed a load migration from central to peripheral columns, and the higher variations occurring in taller building and in the models with less resistant soil. The variations were also more representative in the first floors of both buildings. As for displacements, an increase in horizontal displacements was noted and, on the other hand, a reduction in differential and distortional settlements in buildings with flexible supports. Thus, it was concluded that by disregarding the deformability and soil action on the structure, the analysis becomes susceptible to less realistic results, showing the importance of using soil-structure interaction to have a more real and safe structural analysis.

**Keywords:** Soil-structure interaction; structural analysis; shallow foundation; finite elements method.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Sistema de referência do indeslocável. ....	23
Figura 2.2 - Recalque <i>versus</i> rigidez relativo estrutura-solo. ....	31
Figura 2.3 - Influência da ISE nos primeiros pavimentos. ....	33
Figura 2.4 - Sequência construtiva para a análise incremental.....	34
Figura 2.5 - Influência da construção nos recalques. ....	35
Figura 2.6 - Casos da ISE conforme a rigidez da edificação.....	36
Figura 2.7 - Efeito de construções vizinhas - carregamento simultâneo (Caso A). ....	38
Figura 2.8 – Efeito de construções vizinhas – carregamento não simultâneo (Caso B).....	38
Figura 2.9 – Efeito de construções vizinhas – prédio construído entre dois pré-existentes (Caso C).....	39
Figura 2.10 – Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já pré- existente (Caso D). ....	40
Figura 3.1 – Fatores $\mu_0$ e $\mu_1$ para camada finita.....	47
Figura 3.2 – Modelo de multicamadas com 3 camadas distintas de solo.....	48
Figura 3.3 - Sapata fictícia na segunda camada.....	50
Figura 3.4 - Fator de influência $I_z$ .....	51
Figura 3.5 - Tipos de recalques em edificações e os danos associados.....	53
Figura 3.6 – Cálculo da distorção angular.....	54
Figura 3.7 - Distorções angulares e danos associados.....	55
Figura 4.1 - Comparação entre o Método de Winkler e o Meio contínuo.....	56
Figura 4.2 – Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo através de molas discretas. ....	57
Figura 4.3 - Curvas tensão-recalque. ....	60
Figura 4.4 - Esquema do Modelo 1. ....	65
Figura 4.5 - Esquema do Modelo 2. ....	66
Figura 4.6 - Esquema do Modelo 3. ....	67
Figura 5.1 - Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 7 pavimentos (dimensões em centímetros). ....	70
Figura 5.2 - Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 14 pavimentos (dimensões em centímetros). ....	71
Figura 5.3 - Regiões dos elementos estruturais. ....	71
Figura 5.4 - Sondagem do solo arenoso. ....	74
Figura 5.5 - Sondagem do solo argiloso. ....	74

Figura 5.6 - Edificação de 14 pavimentos com apoios fixos.....	80
Figura 5.7 - Edificação de 7 pavimentos. ....	80
Figura 5.8 - Edificação de 14 pavimentos. ....	81
Figura 5.9 - Modelagem da sapata.....	81
Figura 5.10 - Divisão do solo modelado em camadas. ....	82
Figura 5.11 – Detalhe das malhas do solo. ....	82
Figura 5.12 – Deformação do sistema solo-estrutura. ....	84
Figura 6.1 - Pórtico escolhido para análise dos momentos fletores. ....	89
Figura 6.2 - Variação dos momentos fletores na viga V5 em cada pavimento ao considerar a ISE no modelo da edificação de 7 pavimentos.....	89
Figura 6.3 - Momento fletor em x e y nos pilares P2/P12 da edificação de 7 pavimentos. ....	90
Figura 6.4 - Momento fletor em x e y no pilar P7 da edificação de 7 pavimentos. ....	91
Figura 6.5 - Deslocamentos horizontais na edificação de 7 pavimentos. ....	93
Figura 6.6 - Variação dos momentos fletores na viga V5 em cada pavimento ao considerar a ISE no modelo da edificação de 14 pavimentos.....	97
Figura 6.7 - Momento fletor em x e y nos pilares P2/P12 da edificação de 14 pavimentos. ...	98
Figura 6.8 - Momento fletor em x e y no pilar P7 da edificação de 14 pavimentos. ....	98
Figura 6.9 - Deslocamentos horizontais na edificação de 14 pavimentos.....	100

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Fator de influência $I_p$ .	45
Tabela 3.2 – Valores do coeficiente de Poisson.	45
Tabela 3.3 - Valores do fator $\alpha$ .	46
Tabela 3.4 - Valores do fator $K$ .	46
Tabela 4.1 - Valores de $Kv$ segundo Moraes ( $\text{kN/m}^3$ ).	59
Tabela 4.2 - Peso específico para solos argilosos.	64
Tabela 4.3 - Peso específico para solos arenosos.	64
Tabela 5.1 - Dimensões das sapatas para as edificações.	77
Tabela 5.2 - Cargas provocadas pela ação do vento.	78
Tabela 5.3 - Dados das camadas de solo argiloso.	83
Tabela 5.4 - Dados das camadas de solo arenoso.	83
Tabela 6.1 - Cargas na fundação da edificação de 7 pavimentos.	85
Tabela 6.2 - Recalques absolutos estimados para a edificação de 7 pavimentos.	86
Tabela 6.3 - Cargas na fundação da edificação de 14 pavimentos.	94
Tabela 6.4 - Recalques estimados para a edificação de 14 pavimentos.	95
Tabela A-1– Recalques diferenciais na edificação de 7 pavimentos assentada em solo argiloso.	110
Tabela A-2 – Recalques diferenciais na edificação de 7 pavimentos assentada em solo arenoso.	111
Tabela A-3 – Recalques diferenciais na edificação de 14 pavimentos assentada em solo argiloso.	112
Tabela A-4 – Recalques diferenciais na edificação de 14 pavimentos assentada em solo arenoso.	113

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ISE – Interação solo-estrutura

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

SPT – Ensaio de sondagem a percussão

MDF - Método das Diferenças Finitas;

MEF - Método dos Elementos Finitos

MEC - Método dos Elementos de Contorno

CA - Concreto Armado

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

c/ - Com

s/ - Sem

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\gamma_z$  – Parâmetro de estabilidade global

$K_{SS}$  - Rigidez relativa estrutura-solo

$E_c$  – Módulo de elasticidade do material da estrutura

$E_s$  – Módulo de elasticidade do solo

$I_b$  – Momento de inércia da viga típica

$l$  – Comprimento do vão entre pilares

$\rho_T$  - Recalque total

$\rho_i$  - Recalque imediato

$\rho_t$  - Recalque ao decorrer com o tempo

$\rho_a$  - Parcela devida ao adensamento

$\rho_v$  - Parcela devida a fenômenos viscosos

$\sigma$  - Pressão média na superfície entre a base da sapata e a camada da argila

$B$  - Menor dimensão da sapata

$\nu$  - Coeficiente de Poisson

$E_S$  - Módulo de deformabilidade do solo

$I_p$  - Fator de influência para o cálculo do recalque pelo método da camada semi-infinita

$N_{SPT}$  - Índice de resistência a penetração obtido no ensaio SPT

$\alpha$  - Fator de correlação do módulo de deformabilidade do solo

$K$  - Fator de correlação do módulo de deformabilidade do solo

$\mu_0$  - Fator de influência para o cálculo do recalque pelo método da camada finita

$\mu_1$  - Fator de influência do método da camada finita

$\rho_1$  - Recalque da primeira camada

$\rho_{ia}$  - Recalque da camada hipotética  $i$  considerada da base da sapata até o indeslocável e com módulo de deformabilidade  $E_{si}$

$\rho_{ib}$  - Recalque do trecho excedente da camada hipotética  $i$  considerada da base da sapata até o início da camada  $i$  e com módulo de deformabilidade  $E_{si}$

$\varepsilon_z$  - Deformação específica vertical

$z$  - Profundidade

$I_z$  - Fator de influência da deformação no cálculo de recalque pelo método de Schmertmann

$q$  - Tensão vertical efetiva á cota de apoio da fundação (sobrecarga)

$\sigma^*$  - Tensão líquida aplicada pela sapata

$C_1$  – Fator referente ao embutimento da sapata no solo para o cálculo de recalque pelo método de Schmertmann

$C_2$  - Refere-se a parcela de recalque ao longo do tempo para o cálculo de recalque pelo método de Schmertmann

$\delta$  - Recalques diferenciais

$\rho$  - Recalques totais limites

$\beta$  - Distorção angular

$K_v$  - Coeficiente de reação vertical do solo

$K_m$  - Coeficiente de mola

$F$  - Força de reação dos apoios

$K_{v,placa}$  - Módulo de reação vertical do solo para placa

$B_{fundação}$  - Menor dimensão da sapata

$B_{placa}$  - Menor dimensão da placa

$K_{mz}$  - Coeficiente de mola vertical

$A_f$  - Área de influência da fundação

$K_{mh}$  - Coeficiente de mola horizontal

$K_{m\theta}$  – Coeficiente de mola de rotação

$I_x$  - Momento de inércia da sapata no eixo x

$I_y$  - Momento de inércia da sapata no eixo y

$\gamma$  - Peso específico do solo

$c_{nom}$  - Cobrimento nominal

$f_{ck}$  - Resistência característica do concreto à compressão

$f_{yk}$  - Resistência característica do aço ao escoamento

$b_w$  - Largura da viga

$L_x$  - Comprimento do menor vão da laje

$N_k$  - Esforço característico do pilar

$CG$  - Carga global do pavimento

$A_i$  - Área de influência do pilar

$n$  - Número de pavimentos

$\rho_s$  - Taxa de armadura

$f_{ck}$  - Resistência de projeto do concreto à compressão

$f_{yk}$  - Resistência de projeto do aço ao escoamento

$N_{sd}$  - Esforço axial de projeto

$\sigma_{adm}$  - Tensão admissível do solo

$\sigma_r$  - Tensão de ruptura do solo

$c$  - Coesão do solo;

$q$  - Pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  - Fatores de capacidade de carga

$S_c, S_q$  e  $S_\gamma$  - Fatores de forma

$e_x$  - Excentricidade provocada pelo momento em x

$e_y$  - Excentricidade provocada pelo momento em y

$q$  - Pressão dinâmico do vento

$V_o$  - Velocidade básica do vento

$S_1$  - Fator topográfico para o cálculo da carga de vento

$S_2$  - Fator que considera a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, para o cálculo da carga de vento

$S_3$  - Fator estatístico para o cálculo da carga de vento

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	19
1.1	Considerações iniciais	19
1.2	Objetivos	21
1.2.1	Objetivo geral	21
1.2.2	Objetivos específicos	21
1.3	Estrutura do trabalho	22
<b>2</b>	<b>INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA</b>	23
2.1	Histórico	24
2.2	Dificuldades para a modelagem da interação solo-estrutura	28
2.3	Considerações normativas	29
2.4	Fatores que influenciam na interação solo-estrutura	30
2.4.1	Rigidez relativa estrutura solo	30
2.4.2	Número de pavimentos	32
2.4.3	Processo construtivo	33
2.4.4	Influência do adensamento do solo	36
2.4.5	Edificações vizinhas	37
2.4.6	Efeito da forma da edificação em planta	41
2.4.7	Vigas de travamento da fundação	41
<b>3</b>	<b>RECALQUES</b>	43
3.1	Tipos de recalques	43
3.2	Métodos de previsão de recalques	44
3.3	Cálculo direto de recalques	44
3.3.1	Camada semi-infinita	44
3.3.2	Camada finita	46
3.3.3	Camadas distintas de solo (multicamadas)	48
3.3.4	Método de Schmertmann (1970) para recalques em areias	50
3.4	Recalques admissíveis	53
<b>4</b>	<b>MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA</b>	56
4.1	Método de Winkler	56
4.1.1	Obtenção do coeficiente de reação vertical	57
4.1.1.1	Cálculo do recalque da fundação real	58
4.1.1.2	Correlações	58



4.1.1.3	Valores típicos.....	58
4.1.1.4	Ensaio de placa.....	59
4.1.2	Coeficientes de apoio elástico .....	61
<b>4.2</b>	<b>Método do Meio contínuo.....</b>	<b>62</b>
4.2.1	Obtenção do peso específico do solo .....	64
<b>4.3</b>	<b>Modelos básicos.....</b>	<b>64</b>
4.3.1	Modelo 1 .....	64
4.3.2	Modelo 2 .....	66
4.3.3	Modelo 3 .....	66
<b>4.4</b>	<b>Softwares.....</b>	<b>67</b>
4.4.1	Softwares convencionais .....	67
4.4.2	Softwares de elementos finitos.....	68
<b>5</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>70</b>
<b>5.1</b>	<b>Estudo de caso .....</b>	<b>70</b>
<b>5.2</b>	<b>Dados do projeto .....</b>	<b>72</b>
5.2.1	Projeto estrutural .....	72
5.2.2	Projeto geotécnico .....	74
5.2.3	Ação do vento.....	77
5.2.4	Combinações de ações .....	78
<b>5.3</b>	<b>Procedimentos e análise no SAP 2000 .....</b>	<b>79</b>
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>85</b>
<b>6.1</b>	<b>Edificação de 7 pavimentos .....</b>	<b>85</b>
6.1.1	Cargas na fundação .....	85
6.1.2	Recalques .....	86
6.1.3	Momentos fletores.....	88
6.1.4	Deslocamentos horizontais.....	92
<b>6.2</b>	<b>Edificação de 14 pavimentos .....</b>	<b>93</b>
6.2.1	Cargas na fundação .....	93
6.2.2	Recalques .....	95
6.2.3	Momentos fletores.....	96
6.2.3	Deslocamentos horizontais.....	99
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>101</b>
<b>7.1</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros .....</b>	<b>102</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>103</b>

<b>APÊNDICE A – RECALQUES DIFERENCIAIS .....</b>	<b>110</b>
--	------------

## 1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será realizada uma contextualização do tema e justificando-o, além de apresentar os objetivos do desenvolvimento da pesquisa e a estruturação do trabalho.

### 1.1 Considerações iniciais

A partir do avanço tecnológico, diversos processos da engenharia se tornaram possíveis ou foram otimizados. Porém, algumas práticas ainda usuais por engenheiros acabam deixando a desejar, como a utilização de simplificações para dimensionamentos, decorrente da falta de uma metodologia concisa ou pela falta de um software que permita solucionar determinado problema de forma prática.

Como exemplo, um hábito comum entre os engenheiros estruturais é a modelagem da superestrutura apoiada em um meio indeslocável, representada por apoios engastados. Essa consideração, no entanto, pode gerar resultados incoerentes, uma vez que, no modelo real, a base da edificação é suscetível a deslocamentos devido ao comportamento mecânico do solo. Com isso, é necessário analisar a interação solo-estrutura (ISE) por meio de modelos que melhor representem o comportamento real da estrutura.

Mendes (2016) comenta que na prática, todas as fundações apresentam deslocamentos. Tais deslocamentos podem gerar uma nova configuração de esforços diferente da encontrada considerando a hipótese de apoios indeslocáveis. Destaca-se, então, a importância em avaliar a ISE, uma vez que o desempenho estrutural depende da interação entre seus elementos e o maciço de solo subjacente, de acordo com Holanda Jr. (1998). Observe que ao considerar a ISE, os edifícios passam a ser definidos como três partes interligadas: superestrutura, subestrutura e maciço de solo, o que é bem diferente do projeto convencional.

O desprezo da deformabilidade do solo durante a modelagem e análise estrutural pode gerar resultados não realistas e dimensionamentos equivocados, justificando a necessidade da aplicação de modelos que simulem o comportamento conjunto do sistema estrutural e geotécnico, trazendo análises mais realistas e, conseqüentemente, dimensionamentos mais otimizados.

De acordo com Ritter et al. (2020), os principais motivos para não haver a consideração da ISE se deve ao pouco tempo hábil para simulações computacionais no âmbito de projeto e, também, por ser de difícil simulação numérica. Torna-se, portanto, importante que sejam desenvolvidas pesquisas que demonstrem o comportamento de estruturas de diferentes portes, com diferentes tipos de fundações, quando considerada a ISE. Isso é reforçado pelo fato da crescente verticalização do meio urbano e dos sistemas construtivos, com vãos e índices de

esbeltez crescentes, resultando em cargas cada vez maiores nas fundações, tornando as obras mais sensíveis a recalques e deformações, influenciando diretamente no seu desempenho.

Diferentes tipologias de solo também podem causar diferentes respostas na superestrutura, quando se analisam os efeitos do sistema em conjunto. Segundo Bezih et al. (2015), a variabilidade das propriedades do solo pode induzir maiores momentos fletores na estrutura, causando uma redução da sua vida útil, a falha de membros e até mesmo o colapso de toda a estrutura. Por esta razão, a variabilidade das propriedades do solo deve ser levada em consideração na análise e projeto do sistema solo-estrutura, a fim de garantir um projeto confiável e econômico.

Estudos sobre a interação solo-estrutura considerando os efeitos da heterogeneidade do solo foram apresentados por Breyse et al. (2005). Os resultados mostraram o efeito da variabilidade do solo sobre as forças induzidas em sistemas mecânicos lineares.

No Brasil, o estudo da ISE vem se desenvolvendo gradativamente nos últimos anos. Gusmão (1990), Holanda Jr. (1998), Reis (2000), Antoniazzi (2011) e Santos et al. (2021) desenvolveram estudos sobre a ISE em fundações superficiais. Savaris, Halak e Maia (2010) e Mota (2009) estudaram a ISE em fundações profundas, enquanto Guimarães (2018) analisou a ISE em um edifício de aço em fundações superficiais e profundas. Também foram desenvolvidos estudos para analisar a influência do ISE em outros sistemas estruturais, como em edifícios de alvenaria estrutural, por Lopes et al. (2021), e em edifícios com paredes de concreto, por Porto et al. (2021).

De acordo com Liravi et al. (2022), o interesse das comunidades científicas e técnicas na avaliação dinâmica de problemas de interação solo-estrutura tem aumentado na última década para os demais tipos de estruturas, como é o caso de pontes (Shaik e Chandradhara, 2022; Antonopoulos et al., 2022), ferrovias (Galvín et al., 2010), túneis (Galvín et al.; 2010; Jin et al., 2018), estradas (François et al., 2010) e dutos (Ozdemir et al., 2013), entre outros.

Apesar da consideração da ISE em projetos estruturais ser um tema que vem sendo debatido já há alguns anos, ainda temos que a maioria dos projetos estruturais no Brasil não consideram apoios flexíveis em suas modelagens. Como dito anteriormente, a não consideração pode gerar dimensionamentos equivocados, o que pode acarretar na geração de manifestações patológicas graves, podendo afetar a resistência e a vida útil da estrutura, além de poder provocar um desconforto visual ou sensorial nos usuários.

A normativa brasileira que trata do projeto de fundações, NBR 6122 (ABNT, 2019), em sua última atualização passou a impor as situações em que a análise da ISE seria obrigatória.

Para edifícios verticais, a obrigatoriedade é imposta para empreendimentos com altura superior a 55 m ou com relação altura/largura superior a 4.

Os edifícios analisados neste estudo não se enquadram nas especificações normativas que tornam obrigatória a análise da interação solo-estrutura. Deste modo, o presente trabalho teve como proposta analisar a redistribuição dos esforços solicitantes e dos deslocamentos em edifícios onde a norma não obriga a consideração da ISE na análise estrutural, buscando demonstrar que a não consideração da ISE em tais construções podem provocar equívocos no seu dimensionamento. Além disso, também foi verificada a influência de diferentes perfis de solo e a influência do número de pavimentos na variação dos resultados. As características dos solos utilizados são comuns nos estados brasileiros de Sergipe e Alagoas, localizados na região nordeste do Brasil.

Para isto, foi realizado um comparativo em um modelo convencional, com apoios engastados, e em um modelo considerando a ISE, com a modelagem de parte do maciço de solo utilizando elementos finitos tridimensionais. Foram desenvolvidos dois exemplos de um edifício comercial de concreto armado com 7 e 14 pavimentos em fundações superficiais, apoiado em duas tipologias diferentes de solo, utilizando o software de elementos finitos SAP2000.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

Efetuar um estudo comparativo entre o modelo convencional (apoios fixos) e o modelo considerando a ação da ISE (apoios flexíveis), avaliando assim, a variação e a redistribuição dos esforços solicitantes e dos deslocamentos nos elementos estruturais.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Verificar a influência da tipologia do solo na análise da interação solo-estrutura;
- Verificar a influência do número de pavimentos na análise da interação solo-estrutura;
- Analisar a variação dos esforços normais e momentos fletores solicitantes nos elementos estruturais;
- Analisar a variação dos deslocamentos verticais (recalques) e horizontais da estrutura.

### **1.3 Estrutura do trabalho**

Este trabalho está estruturado em sete capítulos, onde o capítulo 1 se destina aos elementos introdutórios, realizando uma contextualização do tema e justificando-o, apresentando os objetivos do desenvolvimento da pesquisa e a estrutura do trabalho.

Nos capítulos 2, 3 e 4 é apresentado o referencial teórico, abordando os principais assuntos que fundamentam o estudo. No capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica da interação solo-estrutura e dos fatores que a influenciam. No capítulo 3 é tratado sobre os métodos para a estimativa dos recalques. E, no capítulo 4 são apresentados os modelos e os softwares que podem ser utilizados para a realização da análise da interação solo-estrutura.

No capítulo 5 são abordados os procedimentos metodológicos utilizados para a realização do trabalho, descrevendo o caso a ser estudado, os dados utilizados, bem como os procedimentos de cálculo e a análise dos dados.

O capítulo 6 apresenta os resultados obtidos a partir do estudo realizado, bem como as discussões acerca desses dados, buscando analisar e avaliar, através de um estudo comparativo, as variações encontradas.

O capítulo 7 traz as considerações finais a respeito do trabalho, verificando o alcance dos objetivos e apresentando as principais contribuições da pesquisa, além de trazer sugestões para continuação da pesquisa em trabalhos futuros.

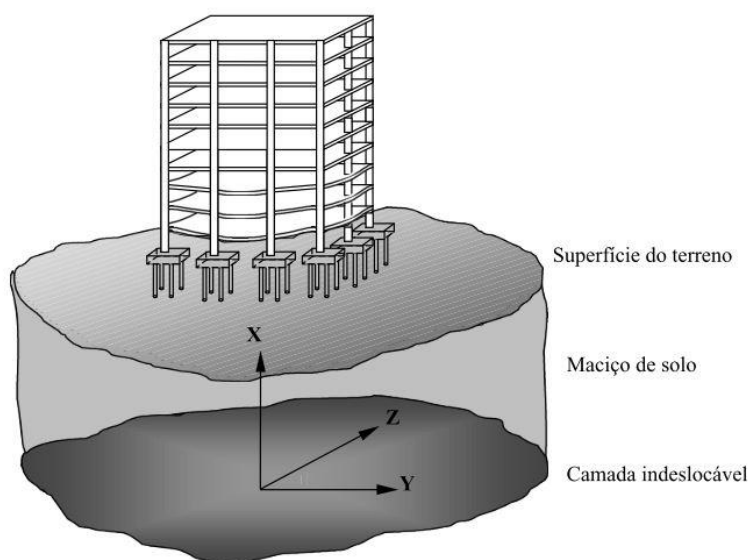
Ao final, encontram-se as referências bibliográficas utilizadas como embasamento teórico e os apêndices contendo informações complementares dos resultados obtidos na pesquisa.

## 2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Durante a realização do projeto de uma edificação, os engenheiros calculistas trabalham com uma estrutura consideravelmente rígida (pilares, vigas, lajes e fundações) e com uma estrutura bastante deformável: o solo. Contudo, na grande maioria das análises estruturais realizadas no cotidiano dos escritórios de cálculo, o maciço de solo não é considerado como um elemento suscetível ao deslocamento.

A análise da ISE necessita da existência de um diálogo entre o projetista da superestrutura e o projetista das fundações. Contudo, segundo Iwamoto (2000), uma das principais divergências entre engenheiro de estruturas e geotécnicos começa na escolha do sistema de referência. Enquanto os da estrutura consideram o ponto da base da estrutura como sendo a origem global e sentido para cima, para os geotécnicos esse mesmo referencial tem o sentido para baixo. E ambas as convenções não fazem sentido pois esse ponto de referência é deslocável. Desta forma, a escolha mais coerente seria num ponto abaixo da superfície do solo na profundidade onde se consideraria a camada indeslocável, como é mostrado na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Sistema de referência do indeslocável.



Fonte: Iwamoto, 2000.

Gusmão (1994) comenta que era comum considerar todos os apoios totalmente rígidos, inclusive passíveis de deslocamento, como é o caso das fundações. Na época essa suposição era uma simplificação necessária, devido à limitação das tecnologias e a grande dificuldade em analisar manualmente edifícios sobre apoios flexíveis. Porém, a escolha pelo modelo indeslocável gera um verdadeiro abismo entre o protótipo e a realidade, conforme o autor.

No passado, realmente seria inviável a consideração da interação solo-estrutura no processo de dimensionamento, devido à grande quantidade e complexidade dos cálculos requeridos para tal avaliação. Porém, com a disseminação de softwares computacionais e o avanço de pesquisas na área, já seria possível a adoção destes critérios no cálculo das estruturas, embora grande parte dos engenheiros ainda opte por hipóteses simplistas de solo rígido (SOUZA e REIS, 2008).

Antoniazzi (2011) diz que esta prática rotineira em se calcular estruturas ignorando a presença de uma superfície deformável sob a base da edificação, se dá pelo fato de inexistir uma metodologia concisa e um software capaz de aliar tecnologia e praticidade na modelagem de estruturas condizentes com a realidade construída.

É essencial, porém, ao dimensionar a estrutura de uma edificação considerar os efeitos provocados pela deformabilidade do solo. Conforme Velloso e Lopes (2011), a análise do conjunto solo-estrutura é fundamental e tem por objetivo fornecer os deslocamentos da edificação e permitir o estudo do comportamento dos elementos estruturais, a fim de garantir a qualidade do projeto. A proposta para a consideração da interação entre as interfaces do sistema solo-estrutura tem por objetivo aproximar a teoria da realidade, com a finalidade de assegurar a durabilidade, estabilidade e funcionalidade da obra durante sua vida útil.

Pode-se verificar que o solo quando submetido ao carregamento de um edifício não apresenta um comportamento conforme concebido nos projetos, mas sim, sofre deformação. Esta perturbação gera uma alteração no fluxo de cargas da estrutura, e assim, os valores dos esforços nos elementos estruturais acabam por ser modificados. Devido a essa redistribuição de esforços, podem ocorrer fissurações em vigas e lajes, bem como esmagamento de pilares. Logo, o desempenho estrutural de uma edificação está vinculado à interação entre seus elementos e o solo (HOLANDA JR., 1998).

Segundo Antoniazzi (2011), a ISE reduz a probabilidade do surgimento de manifestações patológicas em uma edificação, pois, ao ter-se a compatibilização das deformações na ISE, há uma tendência de uniformização de recalques, a depender da rigidez do conjunto solo-estrutura. Com esta redução da curvatura da deformada de recalques, as distorções angulares da edificação também são reduzidas, evitando, muitas vezes, o aparecimento de danos por fissuramento.

## **2.1 Histórico**

Os efeitos da consideração do solo como um material deformável vem sendo estudado há diversas décadas por engenheiros estruturais e geotécnicos. Inicialmente, Winkler (1867)



propôs um modelo onde um conjunto de molas, com uma rigidez equivalente, representaria a deformabilidade do solo.

Meyerhof (1947) desenvolveu um dos primeiros trabalhos que incorporava os recalques diferenciais nas fundações na análise estrutural de pórticos planos. O autor desenvolveu uma formulação específica para pórticos rígidos e semirrígidos. Foi observado que os recalques diferenciais induziram o surgimento de acréscimos de esforços nas vigas, nas ligações externas e nos pilares externos da estrutura. Os esforços adicionais foram mais acentuados no primeiro pavimento e, também, foi verificado uma redução da rigidez nas ligações e um aumento dos recalques diferenciais.

Posteriormente, Meyerhof (1953) levou em consideração as características do solo, da infraestrutura e a rigidez da estrutura para estimativa de recalques totais e diferenciais do elemento isolado de fundação, mostrando que o solo, a infraestrutura e a superestrutura poderiam ser considerados de forma integrada. O estudo ressaltou a importância dos recalques totais em relação à funcionalidade de uma edificação, sendo os mesmos pouco afetados pela rigidez estrutural. Já se tratando dos recalques diferenciais, o trabalho mostra que os mesmos dependem não somente dos fatores que governam os recalques totais, mas também do tipo e rigidez da estrutura, e da variação da compressibilidade do solo.

Poulos (1975) desenvolveu uma metodologia que consistia no estabelecimento de uma equação para a representação da interação entre a superestrutura e o maciço do solo. Para a resolução do problema foi necessário calcular a matriz de flexibilidade da fundação e a matriz de rigidez da estrutura. A matriz de flexibilidade relaciona os recalques nos apoios com cargas unitárias aplicadas em cada um dos pontos de apoio. A matriz de rigidez da estrutura, por sua vez, relaciona as reações de apoio aos seus deslocamentos unitários.

No Brasil, os primeiros estudos sobre a ISE foram feitos por Chamecki (1956) e, posteriormente, aplicado para o problema do adensamento do solo por Chamecki (1969).

Chamecki (1956) concluiu que a inclusão da interação solo-estrutura induz a recalques diferenciais menos acentuados e mais próximos da realidade. A pesquisa permitiu observar a tendência da redistribuição de cargas nos pontos de apoio da estrutura, com a redução de esforços nos pilares centrais do edifício e acréscimo de esforços nos pilares da periferia.

Enquanto isso, Chamecki (1969) verificou os efeitos do adensamento do solo na consideração da ISE. Segundo o autor, as estruturas de concreto armado são chamadas de estruturas visco-elástica e sua rigidez depende da velocidade de progressão dos recalques.

Barata (1986) destacou a necessidade de processos mais rigorosos para estimativa dos esforços desenvolvidos na superestrutura, das reações de apoio e dos recalques.

Gusmão (1990), por meio da instrumentação de medidas de recalques em pilares, verificou casos de esmagamento de pilares periféricos devido à sobrecarga oriunda da redistribuição de esforços na superestrutura por causa dos recalques.

Porém, foi somente a partir de meados da década de 90 que houve uma intensificação das pesquisas no Brasil a respeito da influência da interação solo-estrutura, com os trabalhos de Gusmão (1994) e Fonte, Jucá e Pontes Filho (1994). Dentre as pesquisas que os sucederam, podemos destacar os trabalhos de Holanda Jr. (1998), Gusmão Filho (1998), Reis (2000) e Iwamoto (2000).

Holanda Jr. (1998) analisou o efeito da interação solo-estrutura em dois edifícios de concreto armado sobre fundações diretas, observando que os efeitos mais significativos se refletiram no comportamento dos pilares, que sofreram acréscimos, reduções ou mudanças de sinal em seus diagramas de momento fletor.

Gusmão Filho (1998) comenta a respeito do remanejo entre as cargas na edificação devido aos recalques nos apoios dos pilares. No trabalho é mostrado que, além dos pilares, as vigas também recebem esforços adicionais devido ao deslocamento dos nós, podendo ocorrer até mesmo inversão de momentos na peça, especialmente nos primeiros pavimentos, onde se concentram os efeitos da ISE.

A pesquisa de Reis (2000) demonstrou que há influência do efeito de grupo entre fundações superficiais, da presença de edificações vizinhas, do processo construtivo e da rigidez da estrutura, na configuração final dos recalques.

Iwamoto (2000) traz uma abordagem da ISE em fundações profundas, apresentando um estudo da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos pavimentos com fundações do tipo estaca, considerando para a estrutura um modelo tridimensional com contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes, a existência de excentricidades das vigas em relação aos pilares e a hipótese de diafragma rígido no plano horizontal de cada pavimento.

Gonçalves (2004) enfatizou a distribuição de cargas em pilares de um edifício por ação dos recalques de suas fundações, através do monitoramento da obra, realizado em várias etapas da construção. Para cada uma das etapas, foram comparadas as cargas calculadas, admitindo-se as fundações como indeslocáveis, e impondo-se a estas os deslocamentos medidos.

Colares (2006) apresentou uma ferramenta para análise de edifícios de concreto armado assentados em sapatas, capaz de avaliar os efeitos decorrentes da deformabilidade do maciço de solo nos elementos da superestrutura e da fundação.

Souza e Reis (2008) constataram que a consideração da ISE introduziu diferenças para os esforços atuantes nos pilares, apresentando variações médias superiores a 20% em relação

ao modelo convencional. Logo, segundo os autores, a consideração da interação pode ser de grande importância nos casos que possuem grande força normal concentrada em certos pilares ou em sapatas assentadas sobre certos solos estratificados.

Mota (2009) comparou os resultados obtidos em campo com o modelo computacional, concluindo que o deslocamento de cada apoio não pode depender apenas do seu carregamento, mas também dos carregamentos dos demais apoios, pois, o solo é modelado como um meio contínuo e perfeitamente elástico.

Borges (2009) observou que a ISE possui influência positiva na questão geotécnica, através da uniformização de recalques e da redução das distorções angulares. Por outro lado, do ponto de vista estrutural, verificou-se uma influência negativa, evidenciada pelo aumento da sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem, pela redução da rigidez e da frequência fundamental e uma consequente perda de reserva de resistência.

Savaris, Halak e Maia (2010) compararam os resultados de um modelo numérico linear tridimensional com os valores obtidos no monitoramento dos recalques durante o processo construtivo da edificação. Os resultados obtidos demonstraram que os efeitos da consideração dos recalques são significantes para o cálculo dos esforços normais nos pilares, especialmente nos primeiros pavimentos.

Antoniazzi (2011) concluiu, em seu trabalho, que a consideração da deformabilidade e da sequência construtiva gera uma redistribuição nos esforços ao longo da estrutura.

Mendes (2016) analisou a estabilidade global em diversos modelos de edificações com fundações superficiais (sapatas isoladas) e com fundações profundas (estacas). Deste modo, foi observado que o valor do  $\gamma_z$  variou mais nos modelos com sapatas do que nos modelos com estacas, pois, para sapatas os deslocamentos verticais nos apoios foram maiores do que para as estacas

Guimarães (2018) verificou a influência da ISE em edificações de aço, observando que os esforços internos na superestrutura e deslocamentos verticais sofreram variações pouco significativas, muito provavelmente devido à leveza das estruturas metálicas. Enquanto isso, os deslocamentos laterais e os coeficientes de estabilidade global sofreram grandes alterações, havendo alterações da classificação da estrutura metálica de pequena para média deslocabilidade.

Alves e Feitosa (2020) analisaram a ISE em edifícios simétricos em concreto armado formados por lajes planas e núcleos rígidos, concluindo que a consideração da interação solo-estrutura deixa a estrutura mais flexível, aumentando o parâmetro  $\gamma_z$ .

Santos et al. (2021) verificaram os efeitos da ISE em duas edificações apoiadas em solo rochoso, concluindo que os baixos recalques devido ao solo rígido e a simetria em planta, minimiza os efeitos da interação, além da tendência à redistribuição de esforços decrescer à medida que a construção evolui.

Lopes, Neto e Barros (2021) analisaram a ISE em edifícios em alvenaria estrutural, onde também foi possível verificar a redistribuição dos esforços, com o alívio das solicitações e a necessidade de reforços estruturais em alguns elementos.

Porto et al. (2021) concluíram, ao analisarem os efeitos da ISE em edificações de paredes de concreto apoiadas em fundações do tipo radier, que há uma tendência não linear de uniformização das tensões na fundação à medida em que a espessura do radier aumenta. Além disso, assim como nas edificações de concreto armado, houve um alívio nos esforços internos nas paredes centrais e um acréscimo de tensões nas paredes das extremidades.

## **2.2 Dificuldades para a modelagem da interação solo-estrutura**

Segundo Aoki (1987), o estudo da interação solo-estrutura exige uma modelagem única do sistema, onde devem ser acoplados sob uma visão integrada os sistemas estrutural e geotécnico. É nesse acoplamento que se impõem os mecanismos de transferência de carga da superestrutura para o solo através dos elementos de fundação.

A modelagem dos sistemas estruturais de edifícios, considerando a ISE, contudo, torna-se bastante complexa, encontrando diversas dificuldades, como é o caso das incertezas de alguns dados dos elementos constituintes (especialmente o solo) que são transmitidos ao modelo. Gusmão Filho (1998) lista algumas dificuldades da modelagem da ISE em relação à superestrutura, infraestrutura e ao maciço de solo.

Em relação à superestrutura é difícil modelar a sequência construtiva, as propriedades reológicas dos materiais constituintes dos elementos estruturais e o carregamento externo. Quanto à infraestrutura, o comportamento da transferência de carga da superestrutura para o solo é complexo, além dos aspectos relacionados à execução das fundações. O solo, por sua vez, é um material com heterogeneidade vertical e horizontal, onde os parâmetros adotados por métodos teóricos ou semi-empíricos representam apenas uma parcela do maciço, dificilmente abrangendo o seu comportamento como um todo. Além disso, os parâmetros geotécnicos podem ser alterados ao decorrer do tempo.

Atualmente, com o maior desenvolvimento de pesquisas e de softwares, têm-se métodos numéricos bastante refinados que permitem uma análise mais realista da interação solo-

estrutura, porém, ainda se trata de modelos complexos e que demanda uma boa quantidade de tempo, possuindo pouco uso prático.

### **2.3 Considerações normativas**

Ter o conhecimento de quando se é necessário realizar a análise da interação solo-estrutura na modelagem de uma edificação foi por muito tempo uma incógnita, visto que as normas brasileiras sempre tratavam do tema de uma maneira muito vaga.

Para edificações de concreto armado, por exemplo, a NBR 6118 (ABNT, 2014) comenta no seu item 14.2.2 que em casos mais complexos, a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo para a análise estrutural, sem dar maiores especificações sobre quais casos complexos seriam esses. Para o dimensionamento estrutural de sapatas flexíveis, a NBR 6118 (ABNT, 2014) também não traz muitos detalhes em relação à ISE, trazendo no seu item 22.6.3 apenas que deverá ser analisada a necessidade de se considerar a interação solo-estrutura. Somente para o dimensionamento de blocos flexíveis, a norma é um pouco mais clara, citando no seu item 22.7.3, que a ISE deverá ser considerada sempre quando houver forças horizontais significativas ou forte assimetria.

Para estruturas de aço, a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) também não traz muitas especificações sobre quando se deve considerar a interação solo-estrutura. No seu item 4.9.1 a norma diz somente que, onde necessário, a interação solo-estrutura e o comportamento das ligações devem ser contempladas no modelo.

A norma brasileira de projeto e execução de fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2019), na sua versão anterior, lançada em 2010, também possuía uma consideração bastante vaga sobre a interação solo-estrutura. Contudo, em sua última atualização, um tópico foi adicionado para descrever com maiores detalhes as situações em que a ISE deve ser analisada. Conforme a norma, deve-se estudar a ISE em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, isto é, em estruturas sensíveis ao recalque. Em seu item 5.5, a NBR 6122 (ABNT, 2019) lista os casos em que a modelagem da ISE é obrigatória:

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

Por fim, temos a NBR 16055 (ABNT, 2012), que trata de estruturas de paredes de concreto moldadas *in loco*, trazendo as suas especificidades próprias para os casos em que a ISE deve ser considerada durante o projeto. No seu item 11.5, a NBR 16055 (ABNT, 2012) descreve os dois casos onde se deve avaliar a interação entre a fundação e a estrutura:

A consideração no modelo estrutural da interação solo-estrutura é obrigatória no caso de edifícios com mais de cinco pavimentos, considerando a deformabilidade da fundação (inclusive vigas de apoio), conforme parâmetros geotécnicos definidos por especialista em mecânica dos solos. Deve-se no mínimo considerar o modelo de molas discretas independentes localizadas nos pontos de apoio das vigas de fundação.[...] O modelo com interação solo-estrutura é obrigatório para os casos de fundação em níveis diferentes.

## **2.4 Fatores que influenciam na interação solo-estrutura**

Conforme é abordado por Antoniazzi (2011), o mecanismo da interação solo-estrutura associa-se também a uma série de fatores e variáveis, como a rigidez relativa estrutura-solo, o número de pavimentos da edificação e a influência dos primeiros pavimentos, o processo construtivo, a forma em planta da edificação, a presença e o tipo de edificações vizinhas, o adensamento do solo e a presença de vigas de travamento.

### **2.4.1 Rigidez relativa estrutura solo**

Diversos estudos mostram que o desempenho real da edificação sofre bastante influência da rigidez relativa entre a estrutura e o solo em que esta está assentada. Colares (2006) e Antoniazzi (2011) comentam que a solidariedade, decorrente da vinculação física entre lajes, vigas e pilares, promove considerável rigidez ao edifício, tornando os recalques diferenciais mais amenos, bem como sua deformada de recalque mais suave.

Brown e Yu (1986) analisaram a interação solo-estrutura em função da rigidez relativa solo-fundação, da rigidez relativa solo-estrutura e da sequência construtiva. Os autores não incluíram a rigidez da estrutura em conjunto com a rigidez da fundação, avaliando-as de forma separada. Foi possível verificar que quanto mais flexível é a estrutura perante o solo, a transferência de esforços para o pilar da periferia é menor, indicando uma menor influência da interação solo-estrutura. A redução da transferência de esforços para o pilar da periferia ocorreu para todos os níveis avaliados de rigidez relativa solo-estrutura e fundação-solo.

Ramalho e Corrêa (1991) compararam dois edifícios com fundações rasas do tipo sapatas, sendo um edifício com sistema convencional (constituídos por lajes, vigas e pilares) e outro edifício com sistema de laje cogumelo, onde estes foram dimensionados em solo rígido e elástico. Como resultado, os autores observaram uma grande influência da consideração da

flexibilidade da fundação nos esforços da superestrutura, e mesmo para solos com grande rigidez a diferença mostrou-se significativa. Observou também, segundo os autores, a tendência de alívio dos pilares centrais e acréscimo de esforços nos pilares periféricos. Concluindo-se que o edifício constituído de laje cogumelo é o mais sensível aos efeitos da interação solo-estrutura por apresentar pilares maiores.

Lopes e Gusmão (1991) avaliaram a ordem de grandeza dos recalques, realizando a análise do comportamento de um pórtico, modelado como edifício de concreto armado, apoiado sobre meio elástico. Desta forma, foi proposto o cálculo do parâmetro rigidez relativa estrutura-solo ( $K_{SS}$ ), como é demonstrado pela Equação 2.1.

$$K_{SS} = \frac{E_c \cdot I_b}{E_s \cdot l^4} \quad (2.1)$$

Sendo:

$E_c$  – módulo de elasticidade do material da estrutura;

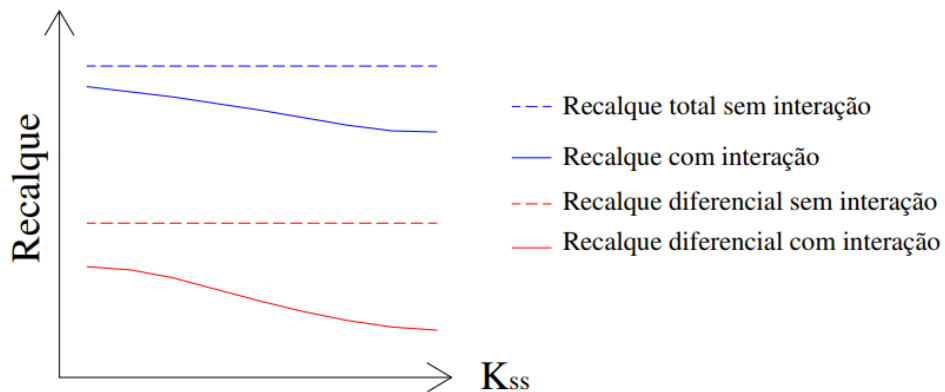
$E_s$  – módulo de elasticidade do solo;

$I_b$  – momento de inércia da viga típica;

$l$  – comprimento do vão entre pilares.

Reforçando as conclusões de Meyerhof (1953), Lopes e Gusmão (1991) observaram que o aumento da rigidez relativa estrutura-solo ( $K_{SS}$ ) reduz os valores dos recalques, sendo esta redução mais significativa nos recalques diferenciais, conforme ilustra a Figura 2.2.

Figura 2.2 - Recalque *versus* rigidez relativo estrutura-solo.



Fonte: Lopes e Gusmão, 1991.

Iwamoto (2000) considerou a rigidez à flexão das lajes com elementos de vigas e pilares, constatando que a rigidez do edifício contribuía para a diminuição dos recalques diferenciais e das distorções angulares. Foi verificado, também, que os esforços provenientes da interação são maiores nos primeiros pavimentos, mas estes podem se estender aos demais pavimentos, a depender da rigidez relativa solo-estrutura.

De acordo com Gusmão Filho (1998), para prédios altos (acima de 8 pavimentos), a rigidez do conjunto solo-estrutura pode provocar uma redução de um a dois terços dos recalques diferenciais e distorções angulares em relação aos valores obtidos convencionalmente.

Farias (2018) observou que a redistribuição de esforços tem influência da rigidez relativa estrutura-solo. Edifícios com menores números de pavimentos são mais influenciados pela rigidez relativa estrutura-solo. Edifícios de médio e grande porte têm comportamentos proporcionalmente similares. Também foi possível perceber que a influência da rigidez do solo é mais relevante do que a da estrutura no comportamento com ISE. Entende-se que a alta rigidez dos edifícios de paredes faz com que edifícios de poucos pavimentos já apresentem um comportamento rígido da superestrutura. Deste modo, a rigidez do solo adquire maior relevância na ISE como um todo.

Por meio dos estudos expostos, é evidenciada a importância e influência da rigidez da superestrutura em relação ao solo que o suporta, reiterando a necessidade em se realizar um estudo conjunto do solo e da estrutura.

#### 2.4.2 Número de pavimentos

Gusmão e Gusmão Filho (1994) comentam que o aumento progressivo do número de pavimentos de um edifício, faz com que a rigidez da estrutura tenda a um valor limite. Isto ocorre devido ao mecanismo de interação solo-estrutura, o qual faz com que os recalques, a partir desse ponto, tornem-se dependentes apenas do carregamento.

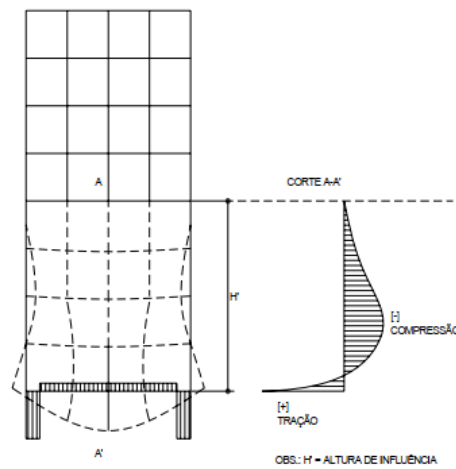
Lopes e Gusmão (1991) fixaram o valor de  $K_{SS}$  (rigidez relativa estrutura-solo) e variaram o número de pavimentos. Com isto, observou-se que os recalques diferenciais passam a diminuir com o crescimento vertical do edifício, reforçando a maior influência por parte dos primeiros andares.

Segundo Moura (1995) e Crespo (2004), as solicitações nos elementos da superestrutura - em especial, momentos fletores em vigas e pilares - oriundos do efeito da redistribuição de esforços gerado pela interação da estrutura com o solo, possuem maior significância nos primeiros andares, diminuindo nos pavimentos superiores. É importante salientar, porém, que essa redução de esforços não varia de forma linear.



De acordo com Gusmão (1990), o número de pavimentos de uma estrutura é um dos principais fatores que influenciam a interação solo-estrutura por afetar diretamente a rigidez da estrutura, pois, quanto maior o número de pavimentos maior é a sua rigidez. Goschy (1978) também constatou este efeito, observando que a consideração da interação solo-estrutura tem maior influência nos primeiros pavimentos, como apresenta a Figura 2.3. Este efeito pode ser explicado, segundo o autor, pelo fato dos primeiros andares apresentarem uma rigidez maior.

Figura 2.3 - Influência da ISE nos primeiros pavimentos.

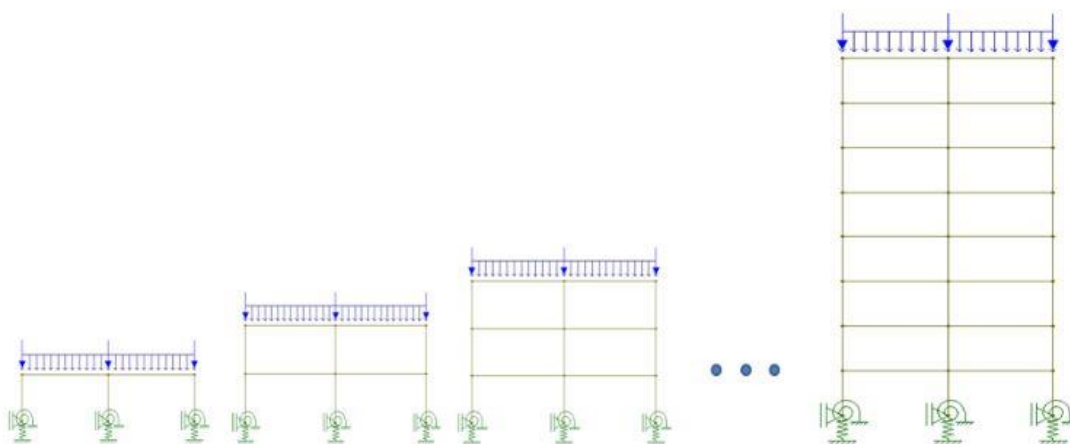


Fonte: Goschy, 1978.

#### 2.4.3 Processo construtivo

Geralmente, ao se estudar a interação solo-estrutura, é comum adotar-se a simplificação de que todo o carregamento só passa a atuar na edificação após o término da construção. Porém, é sabido que a rigidez da estrutura e os carregamentos aumentam significativamente com o acréscimo do número de pavimentos. Logo, é importante a consideração da sequência construtiva para a análise da ISE, ou seja, aplicar as cargas na estrutura de forma gradativa, na medida em que cada pavimento é estruturado na prática, como demonstra a Figura 2.4.

Figura 2.4 - Sequência construtiva para a análise incremental.



Fonte: Antoniazzi, 2011.

Segundo Iwamoto (2000), o modelo que considera a interação solo–estrutura, mas aplica carregamento instantâneo para a estrutura completa, acaba subestimando a previsão dos recalques, devido a não consideração do carregamento gradual na estrutura e acréscimo de rigidez, o que induz a rigidez da estrutura maior que a real.

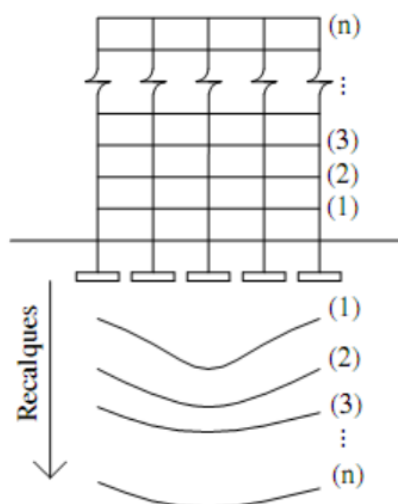
Fonte, Jucá e Ponte Filho (1994) apresentaram a análise da influência do processo executivo, comparando os resultados dos recalques obtidos *in loco* para um prédio de quatorze andares sobre fundações por sapata com os resultados previstos através da modelagem numérica da estrutura, com e sem a consideração da ISE e do processo construtivo. Para o modelo em que os apoios foram considerados indeslocáveis, os recalques diferenciais previstos foram superestimados, resultando em valores maiores do que os medidos em campo, por não levar em consideração a rigidez da estrutura. Para o modelo que considerava a ISE, mas que o carregamento foi aplicado integralmente de uma única vez, os recalques diferenciais foram subestimados, com resultados menores do que os medidos em campo, pois, foi considerada diretamente toda a rigidez da estrutura, induzindo a uma estrutura com rigidez superior a real, sendo menores os recalques diferenciais.

O modelo que apresentou os resultados mais próximos dos monitorados na obra foram os que consideraram a ISE e o acréscimo de carregamento em função das etapas construtivas do edifício. Dessa forma, a rigidez da estrutura varia, aumentando a cada etapa de carregamento, aproximando-se mais do comportamento real da estrutura e do solo.

Gusmão e Gusmão Filho (1994) monitoraram os recalques durante o decorrer de algumas construções na cidade de Recife-PE. As observações demonstraram um aumento dos recalques à medida em que as forças atuantes nos pilares eram acrescidas, além do aumento da

rigidez da estrutura, conforme ocorria o progresso da obra, verificando-se, por fim, uma tendência de uniformização dos recalques e da redistribuição de cargas, como pode ser visualizado na Figura 2.5.

Figura 2.5 - Influência da construção nos recalques.



Fonte: Gusmão e Gusmão Filho, 1994.

Moura (1999) considerou o efeito da sequência construtiva, com o programa Módulo Interação, e ao analisar um edifício de 19 andares, observou uma grande influência do efeito construtivo na redistribuição das cargas nos pilares.

Holanda Jr. (1998) fez a comparação do modelo incremental da construção com o convencional, que considera a aplicação das cargas apenas no final da construção. Para a simulação do efeito incremental, o autor utilizou o processo sequencial direto. Logo, para cada levantamento de pavimento, era realizada uma análise considerando apenas o carregamento aplicado no último pavimento com todas as barras construídas até aquele momento, prosseguindo até que o edifício atingisse o seu topo. Os resultados do modelo, com a análise incremental, mostraram que os deslocamentos diminuem nos andares superiores, sendo maiores à meia altura do edifício. A mudança das reações na base dos pilares, por sua vez, não foi significativa. Contudo, os momentos fletores nos pilares tiveram mudanças significativas, principalmente nos pavimentos superiores, enquanto nas vigas, tais mudanças foram mais consideráveis nos pavimentos inferiores.

Gusmão Filho (1998) comenta que quando os elementos estruturais dos pavimentos superiores são concretados, as distorções angulares provocadas pelos recalques diferenciais já

foram absorvidas pela estrutura nos pavimentos inferiores, ao longo do cronograma executivo da construção.

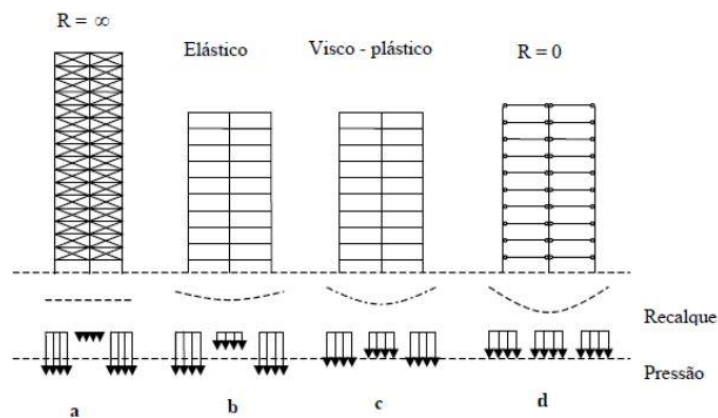
Fagundes (2017) analisou os efeitos da análise incremental construtiva em edificações de aço, constatando que a influência da consideração da sequência construtiva na análise estrutural tende a ser maior à medida em que se aumenta o número de pavimentos e a esbeltez da edificação.

No trabalho de Farias (2018), foi analisado o uso das ações evolutivas em edificações de paredes de concreto, onde foi possível observar uma redução de efeitos da ISE na redistribuição de cargas nas paredes. Essa redução foi mais expressiva nos pavimentos superiores.

#### 2.4.4 Influência do adensamento do solo

Quanto à influência dos recalques ao decorrer do tempo, devido ao processo de adensamento que ocorre em solos coesos e moles, Chamecki (1969) listou quatro casos para a demonstração da interação solo-estrutura com variados valores de rigidez no comportamento de recalques e pressões de contato, como é apresentado na Figura 2.6.

Figura 2.6 - Casos da ISE conforme a rigidez da edificação.



Fonte: Chamecki, 1969.

**Caso A:** estruturas infinitamente rígidas apresentam recalques uniformes. Por causa da tendência do solo de deformar mais no centro do que na periferia, devido à continuidade parcial do solo, a distribuição de pressões de contato nos apoios é menor no centro e máximo nos cantos externos. Esta distribuição de pressões assemelha-se ao caso de um corpo infinitamente rígido apoiado em meio elástico. O comportamento apresentado por este tipo de estrutura independe do tempo. Os edifícios muito altos e com fechamento das paredes resistentes trabalhando em conjunto com a estrutura, podem apresentar comportamento semelhante a este modelo.

O caso oposto do **A**, é a estrutura que não apresenta rigidez aos recalques diferenciais (**Caso D**). Este tipo de estrutura se adapta perfeitamente às deformações do maciço de solo e a distribuição de pressões de contato não se modifica perante a progressão dos recalques, comportamento este que não sofre influência do tempo. As estruturas isostáticas e edifícios compridos ao longo do eixo horizontal se aproximam deste tipo de comportamento.

**Caso B:** uma estrutura perfeitamente elástica possui a rigidez que não depende da velocidade da progressão dos recalques, podendo ser mais rápidos ou lentos, não influenciando nos resultados. Os recalques diferenciais obviamente serão menores que os de rigidez nula (**Caso D**) e a distribuição de pressões de contato varia muito menos durante o processo de recalque. Estruturas de aço se assemelham a este comportamento.

**Caso C:** uma estrutura visco-plástica, como a de concreto armado, apresenta rigidez que depende da velocidade da progressão de recalques diferenciais, ou seja, está vinculada ao tempo. Se os recalques acontecem num curto espaço de tempo, a estrutura tem o comportamento elástico (**Caso B**), mas se esta progressão é bastante lenta, a estrutura apresenta um comportamento como um líquido viscoso e tenderá ao **Caso D**. Esta última característica acontece devido ao fenômeno de fluência do concreto, que faz a redistribuição das tensões nas outras peças de concreto armado menos carregadas, relaxando significativamente as tensões locais.

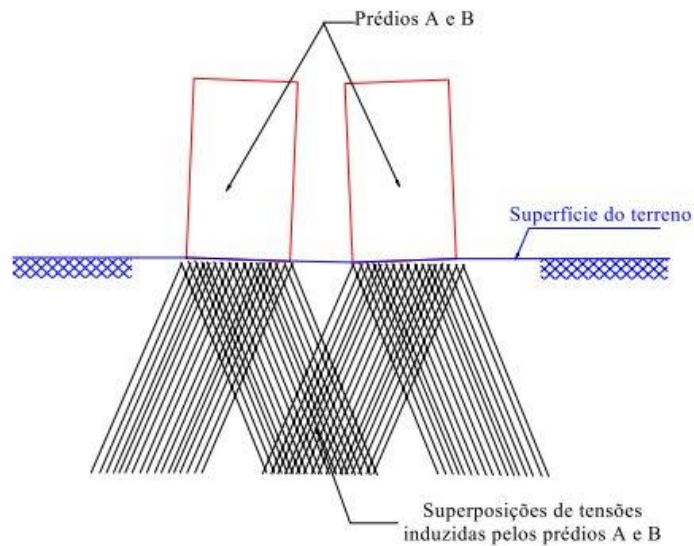
Para Reis (2000), a adoção de um modelo para previsão do comportamento ao longo do tempo de maciço de solos moles é uma tarefa complexa devido à grande quantidade de parâmetros físicos e a complexidade de modelos. Outro grande obstáculo refere-se à identificação das variáveis que comandam a evolução dos recalques ao longo do tempo, como por exemplo: tempo de construção, fluência do material da superestrutura, possíveis intervenções de reforço e a redistribuição de esforços nas vigas.

#### 2.4.5 Edificações vizinhas

Costa Nunes (1956) foi o responsável por introduzir no Brasil discussões acerca da influência das construções vizinhas na configuração dos recalques e desaprumos de prédios, distinguindo os movimentos característicos devidos a carregamentos vizinhos de acordo com a época de construção em quatro casos.

No **Caso A**, dois prédios vizinhos são construídos simultaneamente, fazendo com que as tensões induzidas por seus carregamentos se superponham na região entre os prédios, provocando nesta região uma concentração de tensões e, conseqüentemente, maiores recalques, induzindo o tombamento dos prédios em sentidos contrários (ver Figura 2.7).

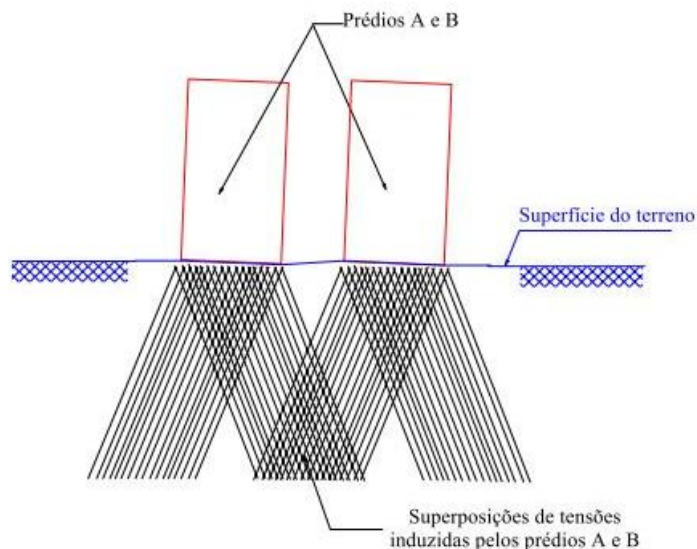
Figura 2.7 - Efeito de construções vizinhas - carregamento simultâneo (Caso A).



Fonte: Antoniazzi, 2011.

O **Caso B** trata de dois prédios vizinhos construídos em épocas diferentes. Neste caso, o prédio construído primeiro provoca o pré-adensamento do solo sob sua base. O prédio construído posteriormente provoca no maciço um crescimento de tensão, que ao se superpor com as tensões provocadas pelo primeiro prédio, induz um aumento em seus recalques. Como o prédio construído posteriormente foi executado sobre o solo pré-adensado, os recalques do lado oposto ao vizinho serão maiores que os do lado adjacente, de forma que o tombamento dos prédios ocorrerá no mesmo sentido (ver Figura 2.8).

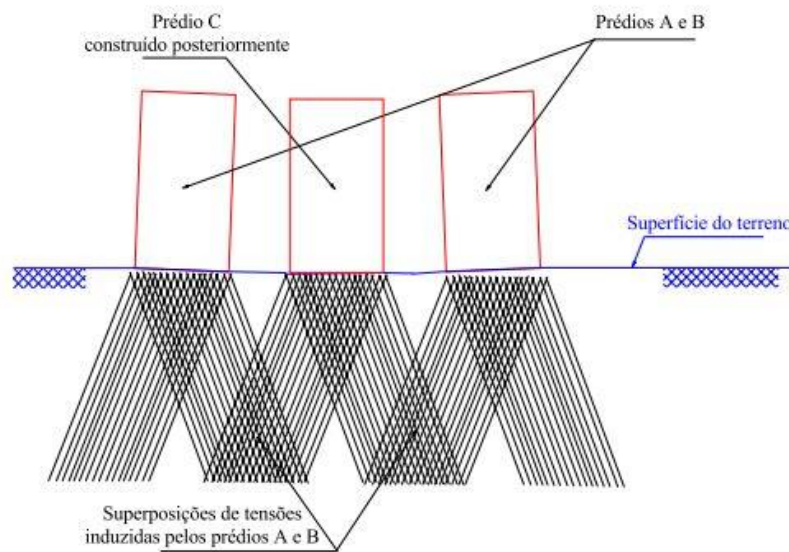
Figura 2.8 – Efeito de construções vizinhas – carregamento não simultâneo (Caso B).



Fonte: Antoniazzi, 2011.

O **Caso C** considera a construção de um novo prédio, entre dois prédios já existentes. A edificação construída posteriormente provoca acréscimos de tensão no maciço, induzindo recalques nas edificações pré-existentes e, conseqüentemente, seus tombamentos em sentidos contrários. Como o diagrama de tensões do maciço é simétrico em relação ao prédio construído posteriormente, este não sofrerá desaprumos (ver Figura 2.9).

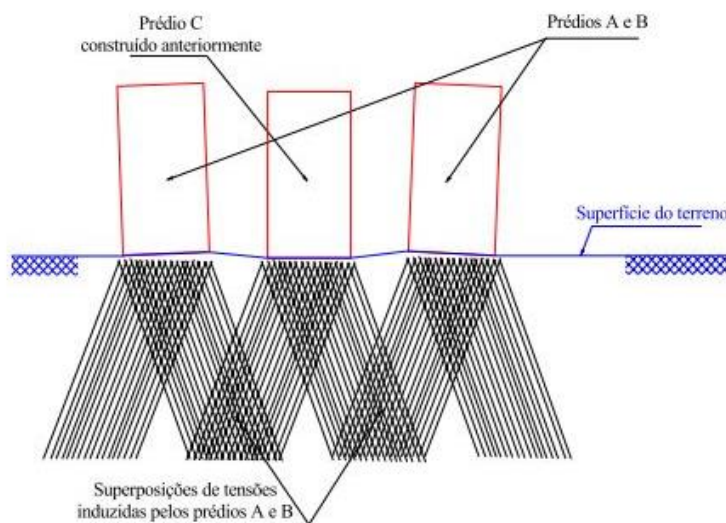
Figura 2.9 – Efeito de construções vizinhas – prédio construído entre dois pré-existentes (Caso C).



Fonte: Antoniazzi, 2011.

O **Caso D** acontece quando há a construção de dois novos prédios vizinhos a um outro já existente. O prédio construído primeiro provocará o pré - adensamento do maciço, de forma que os novos prédios, ao serem construídos, sofrerão tombamento em sentidos contrários. Da mesma forma que o **Caso C**, o diagrama de tensões será simétrico em relação ao prédio pré-existente, de modo que este não sofrerá desaprumos (ver Figura 2.10).

Figura 2.10 – Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já pré-existente (Caso D).



Fonte: Antoniazzi, 2011.

Reis (2000), por sua vez, analisou um grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole. Os resultados demonstraram que os recalques calculados, considerando a influência do grupo de edifícios, foram maiores que os obtidos considerando cada bloco isolado. Por outro lado, o efeito de grupo diminuiu com o aumento da distância entre os blocos vizinhos e os pontos em que os recalques foram calculados.

Ribeiro (2005) analisou, por meio de um modelo computacional, primeiramente um bloco assentado sobre meio elástico, linear e semi-infinito e, em seguida, dois blocos idênticos ao primeiro, apoiados sobre o mesmo meio contínuo. Para o primeiro caso, obteve-se um deslocamento vertical de 92,60 mm, enquanto que para o segundo caso, o valor obtido foi de 98,80 mm, verificando-se, assim, um aumento de aproximadamente 7% para a segunda situação, representando uma considerável influência de um bloco sobre o outro.

Gouasmia e Djeghaba (2010) e Aldaikh et al. (2015) analisaram a influência de edificações vizinhas na ISE, sob situações de excitações sísmicas. Como pode ser visto nos estudos, um edifício localizado em um grupo de prédios vizinhos acaba por sentir bem mais os efeitos das excitações sísmicas, em comparação com o edifício isolado (sem construções próximas). Foi percebido, também, que o efeito da interação solo-estrutura tende a se atenuar à medida em que se aumenta o espaçamento entre edificações.

Bigarella (2021) verificou os efeitos da vizinhança considerando a interação solo-estrutura em edifícios com fundações superficiais, considerando duas tipologias de solo com rigidez diferentes. Foi constatado que a consideração do efeito da vizinhança exerceu grande



influência nos valores de recalques diferenciais para o solo com baixa rigidez, aumentando em até 36% o valor do recalque diferencial obtido. Para o caso do solo com alta rigidez, entretanto, a maior variação foi de 9%. Desta forma, percebeu-se que à medida que a rigidez do solo diminui, mais importante torna-se a consideração da superposição dos efeitos da vizinhança na análise estrutural.

#### 2.4.6 Efeito da forma da edificação em planta

Estudos desenvolvidos por Barata (1986) e Gusmão (1990) mostraram, a partir das análises dos recalques obtidos nos empreendimentos analisados, que a forma da edificação em planta também influencia na uniformização de recalques.

Barata (1986) comenta que quanto mais próxima de um quadrado for a planta da edificação, maior será a tendência à uniformização dos recalques. Enquanto isso, Gusmão (1990) ressalta que, para um dado terreno de fundação, o efeito da forma em planta da edificação na tendência à uniformização de recalques é mais importante em estruturas flexíveis.

Vicencio e Alexander (2019) analisaram as respostas dinâmicas da estrutura considerando a ISE sob efeitos de excitação sísmica. Neste estudo foi possível verificar que em edificações com plantas assimétricas houve um aumento bastante superior na resposta dos movimentos de torção do prédio em relação a edificações com plantas simétricas. Além disso, foi possível observar que edifícios altos com plantas assimétricas são afetados desfavoravelmente com a presença de prédios menores adjacentes.

Enquanto isso, estudos desenvolvidos por Aldaikh et al. (2016) e Vicencio e Alexander (2018), apontaram a presença de edificações vizinhas mais baixas como um efeito favorável à prédios altos com plantas simétricas.

#### 2.4.7 Vigas de travamento da fundação

Gusmão (1990) observou que o uso de vigas de travamento na fundação aumenta a rigidez da estrutura, devido ao aumento do efeito de conjunto da estrutura, promovendo uma melhor solidarização entre os elementos que a constituem. Este aumento da rigidez da estrutura, por sua vez, tende a uniformizar os recalques.

Dutta, Bhattacharya e Doy (2004) comentam que edificação com viga baldrame é mais flexível. Os autores estudaram o comportamento de edificações sob excitação sísmica, com e sem vigas baldrame. Foi visto, assim, que na edificação com vigas baldrame possibilita reduzir o aumento dos esforços de cisalhamento na base devido à introdução da interação solo-estrutura.

Kumar, Reddy e Rao (2013), por sua vez, concluíram que a diminuição da rigidez da viga baldrame reduz a força cortante e o momento fletor do pórtico.

Já Silva (2018) verificou que o uso da viga baldrame gerou um menor impacto na região das fundações com relação ao acréscimo de carga, além da variação nos esforços dos pilares ter sido menor quando comparado à estrutura sem viga baldrame.

### 3 RECALQUES

Neste capítulo será comentado a respeito dos recalques, que são os deslocamentos verticais da estrutura, apresentando os métodos e as formulações para se fazer a estimativa dos recalques de uma estrutura, e os valores admissíveis para cada tipologia de solo.

#### 3.1 Tipos de recalques

Para que se possa entender os efeitos da interação solo-estrutura, faz-se necessário a compreensão do comportamento do solo ao ser submetido às cargas de uma edificação. Além disso, as formulações que serão apresentadas para previsão dos recalques serão aplicadas na determinação dos deslocamentos e distorções angulares das edificações analisadas.

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), o recalque trata-se do deslocamento vertical para baixo, onde temos o recalque absoluto de cada sapata e o recalque diferencial entre duas sapatas, sendo a variabilidade do solo e das dimensões das sapatas as principais causas da não-uniformidade dos recalques.

Velloso e Lopes (2011) comentam que os recalques são processados em duas etapas: a primeira imediatamente após o carregamento (recalque imediato) e, em seguida, ao decorrer do tempo. Sendo assim, o recalque total pode ser expresso pela Equação 3.1.

$$\rho_T = \rho_i + \rho_t \quad (3.1)$$

Onde:

$\rho_T$  = recalque total;

$\rho_i$  = recalque imediato;

$\rho_t$  = recalque ao decorrer com o tempo.

Velloso e Lopes (2011) consideram que o recalque ao decorrer do tempo é dividido em duas parcelas: a primeira refere-se ao adensamento e a outra a fenômenos viscosos (também chamada de fluência ou adensamento secundário). Logo, teremos a Equação 3.2.

$$\rho_t = \rho_a + \rho_v \quad (3.2)$$

Sendo:

$\rho_a$  = parcela devida ao adensamento;

$\rho_v$  = parcela devida a fenômenos viscosos.

Velloso e Lopes (2011) ainda comentam que em solos de drenagem rápida (areias ou argilas parcialmente saturadas), o recalque total ocorre relativamente rápido, por praticamente não gerar excessos de poro-pressão com o carregamento.

Neste trabalho não foram consideradas as parcelas de recalques por adensamento, somente o recalque imediato, no qual foi determinado através da Teoria da Elasticidade Linear, por métodos racionais diretos.

### 3.2 Métodos de previsão de recalques

Velloso e Lopes (2011) separam os métodos de previsão de recalques em três categorias: métodos racionais, métodos semi-empíricos e métodos empíricos.

Nos métodos racionais os modelos para a previsão de recalques teoricamente exatos são combinados aos parâmetros de deformabilidade obtidos em laboratório ou *in situ*, podendo ser por cálculo direto ou indireto. Nos métodos semi-empíricos os parâmetros de deformabilidade são obtidos por correlação com ensaios de penetração *in situ*, como o SPT (sondagem à percussão). Nos métodos empíricos os valores da tensão admissível em diversos tipos de solos são obtidos pelo uso de tabela de valores típicos.

### 3.3 Cálculo direto de recalques

Neste tópico será descrito as formulações para a estimativa de recalques em solos argilosos, para solos com camada semi-infinita, finita ou com camadas com diferentes tipos de solo; e em solos arenosos, a partir do método de Schmertmann (1970).

#### 3.3.1 Camada semi-infinita

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), neste método considerou-se uma placa circular rígida apoiada numa superfície que simulava uma camada semi-infinita de argila sobreadensada. Sendo assim, estimou-se o recalque imediato ( $\rho_i$ ) por meio da Teoria da Elasticidade Linear pela Equação 3.3.

$$\rho_i = \sigma B \left[ \frac{1 - \nu^2}{E_S} \right] I_p \quad (3.3)$$

Onde:

$\sigma$  = pressão média na superfície entre a base da sapata e a camada da argila;

$B$  = menor dimensão da sapata;

$\nu$  = coeficiente de Poisson;

$E_S$  = módulo de deformabilidade do solo;

$I_p$  = fator de influência.

O fator de influência  $I_p$  depende da forma e da rigidez da sapata, com valores sendo apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Fator de influência  $I_p$ .

FORMA	Sapata Flexível			Sapata Rígida
	CENTRO	CANTO	MÉDIO	
Circular	1,00	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	

L = comprimento da sapata; \* borda

Fonte: Adaptado de Perloff e Baron, 1976.

Teixeira e Godoy (1998) recomendam os seguintes valores do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), conforme a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores do coeficiente de Poisson.

Solo	$\nu$
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não-saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy, 1998.

O módulo de deformabilidade do solo  $E_S$ , de acordo com Teixeira e Godoy (1998), é determinado por meio de ensaios de penetração executados na sondagem de reconhecimento à percussão e pode ser calculado pela Equação 3.4.

$$E_S = \alpha K N_{SPT} \quad (3.4)$$

Sendo o  $N_{SPT}$  o índice de resistência a penetração, enquanto os fatores de correlação  $\alpha$  e  $K$  são determinados conforme a Tabela 3.3 e 3.4, respectivamente.

Tabela 3.3 - Valores do fator  $\alpha$ .

<b>Solo</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Areia	0,2
Silte	0,3 – 0,5
Argila	0,4 – 0,5

Fonte: Teixeira e Godoy, 1998.

Tabela 3.4 - Valores do fator  $K$ .

<b>Solo</b>	<b><math>K</math> (MPa)</b>
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy, 1998.

### 3.3.2 Camada finita

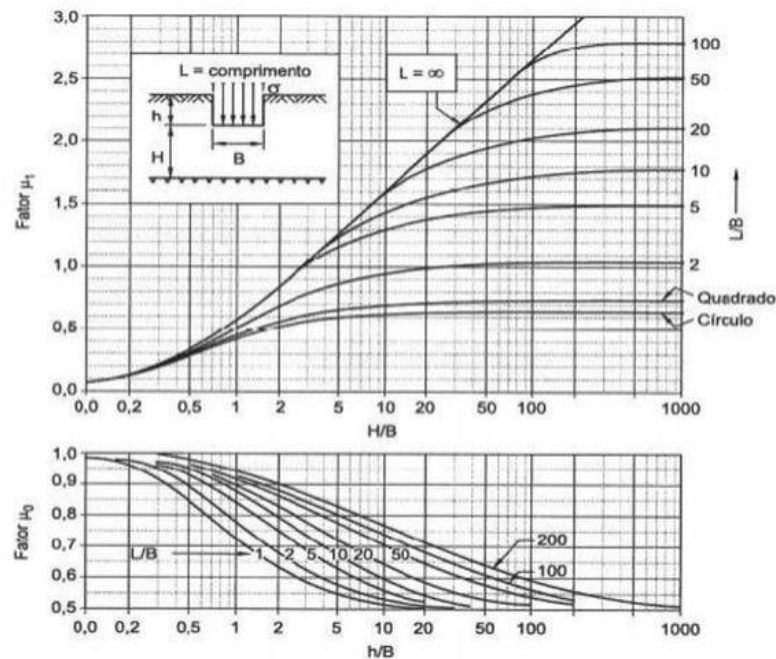
Cintra, Aoki e Albiero (2011) consideram uma camada de solo com espessura finita quando este encontra-se em uma distância relativamente pequena de um material rígido e praticamente indeslocável, como é o caso do topo rochoso.

Desta maneira, Janbu et al. (1956, *apud* Simon e Menzies, 1981) adaptaram a Equação 3.3 para o caso particular de deformações a volume constante constantes ( $\nu = 0,5$ ), como é o caso de argilas saturadas não-drenadas. Com isto, recomenda-se a Equação 3.5 para o cálculo do recalque médio em sapatas flexíveis.

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_S} \quad (3.5)$$

Onde  $\mu_0$  e  $\mu_1$  são fatores de influência que levam em consideração o embutimento da sapata ( $h$ ), a espessura da camada do solo ( $H$ ) e as dimensões da sapata (largura ou diâmetro  $B$  e comprimento  $L$ ), conforme a Figura 3.1.

Figura 3.1 – Fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$  para camada finita.



Fonte: Janbu et al. (1956, *apud* Simon e Menzies, 1981).

Antoniazzi (2011) comenta que a Equação 3.5 não é aplicável em areias, pois, este tipo de solo não apresenta módulo de elasticidade constante com a profundidade. Entretanto, pode utilizar um fator de majoração para corrigir valores de  $\mu_0$  e  $\mu_1$  deduzidos para argilas saturadas. Este fator de majoração é dado pela Equação 3.6.

$$\frac{1 - \nu_{\text{areia}}^2}{1 - \nu_{\text{argila}}^2} = \frac{1 - 0,3^2}{1 - 0,5^2} = 1,21 \quad (3.6)$$

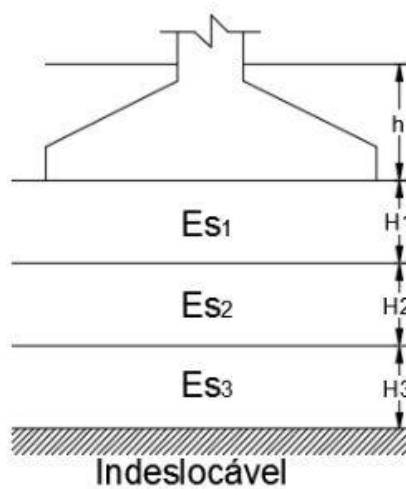
Aplicando o fator de majoração encontrado na Equação 3.6, obtemos a Equação 3.7 para o cálculo do recalque médio em areias com camada finita.

$$\rho_i = 1,21 \cdot \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad (3.7)$$

### 3.3.3 Camadas distintas de solo (multicamadas)

Sabemos que, geralmente, trabalhamos com solos não-homogêneos, compostos por várias camadas com propriedades e módulos de deformabilidade diferentes, como representa a Figura 3.2.

Figura 3.2 – Modelo de multicamadas com 3 camadas distintas de solo.



Fonte: Mendes, 2016.

Para poder solucionar tal problema, Cintra, Aoki e Albiero (2011) apresentam três modelos possíveis: camada hipotética, sapata fictícia e média dos módulos.

#### a) Camada hipotética

Nesse modelo calcula-se o recalque de cada camada, para assim obter o recalque total. Na Equação 3.8 temos o cálculo do recalque em duas camadas distintas, podendo ser expandida para os demais casos.



$$\rho_i = \rho_1 + \rho_2 \quad (3.8)$$

Para o cálculo do recalque da primeira camada ( $\rho_1$ ) é utilizado o mesmo princípio da camada finita, considerando o indeslocável como sendo o início da próxima camada. Enquanto para a segunda camada ( $\rho_2$ ), Simons e Menzies (1981) sugerem calcular primeiro o recalque com a espessura total das duas camadas e com o módulo de deformabilidade da segunda e subtrair o recalque da primeira camada calculado com o módulo de deformabilidade da segunda camada. Logo, Mendes (2016) propõe a Equação 3.9 para um caso com  $n$  camadas.

$$\rho_i = \rho_1 + \sum_{i=2}^n (\rho_{ia} - \rho_{ib}) \quad (3.9)$$

Sendo:

$\rho_1$  = recalque da primeira camada;

$\rho_{ia}$  = recalque da camada hipotética  $i$  considerada da base da sapata até o indeslocável e com módulo de deformabilidade  $E_{si}$ ;

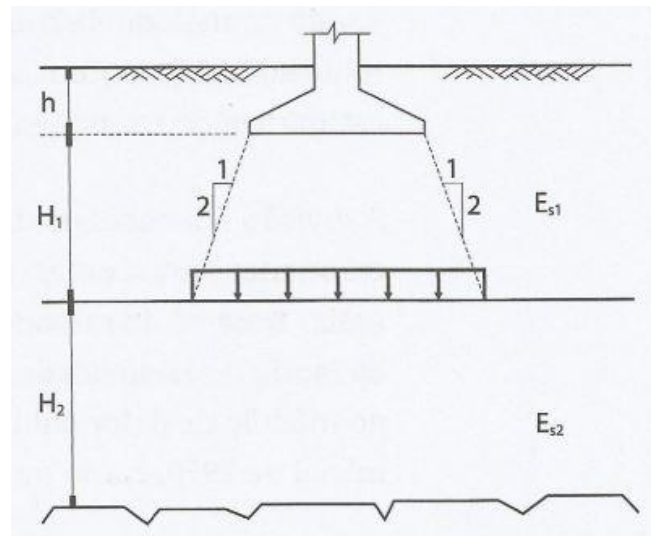
$\rho_{ib}$  = recalque do trecho excedente da camada hipotética  $i$  considerada da base da sapata até o início da camada  $i$  e com módulo de deformabilidade  $E_{si}$ .

#### b) Sapata fictícia

O método da camada hipotética é considerado por muitos autores como matematicamente mais exato, dentro das limitações do conceito de exato em geotecnia. Porém, como comenta Mendes (2016), exceto para camada 1 é necessário determinar duas vezes os fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$  para cada uma das demais camadas. Como estes fatores são obtidos através de ábacos, torna-se trabalhoso determinar os recalques através deste modelo.

Neste modelo o cálculo do recalque é diferente em todas as camadas, com a primeira sendo semelhante ao modelo da camada hipotética. Conforme Cintra, Aoki e Albiero (2011), para o cálculo do recalque da segunda camada, considera-se uma sapata fictícia apoiada no topo da camada, com as dimensões ampliadas por uma proporção 1:2, como demonstra a Figura 3.3. De modo análogo, pode-se usar esta metodologia na presença de mais camadas.

Figura 3.3 - Sapata fictícia na segunda camada.



Fonte: Cintra; Aoki; Albiero, 2011.

### c) Média dos módulos

Este modelo é o mais simples e considera, de acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), que todas as camadas podem ser transformadas em uma única camada com o módulo de deformabilidade dado pela média ponderada dos módulos das camadas, como demonstra a Equação 3.10, baseando-se no exemplo da Figura 3.3.

$$E_{s,méd} = \frac{H_1 E_{s1} + H_2 E_{s2}}{H_1 + H_2} \quad (3.10)$$

Esta Equação 3.10 é para o solo com duas camadas distintas, podendo-se utilizar, de modo similar, o mesmo critério para os demais casos.

Vale ressaltar, porém, que apesar da simplicidade, este modelo deve ser descartado, pois, pode provocar erros significativos, levando a problemas perigosos na estrutura.

### 3.3.4 Método de Schmertmann (1970) para recalques em areias

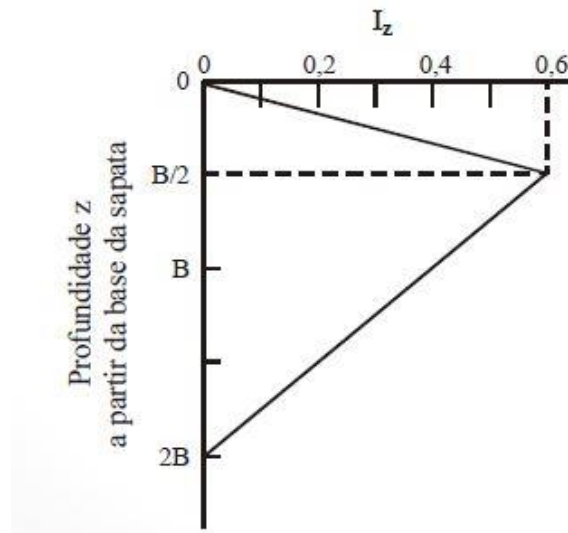
Um dos métodos mais utilizados para cálculo de recalques de fundações diretas em areia é o de Schmertmann (1970), que realiza uma adaptação da teoria da elasticidade variando o módulo de deformabilidade com a profundidade. No presente trabalho é demonstrado apenas o método para sapatas isoladas.

Dado um carregamento uniforme atuando em um determinado solo arenoso homogêneo, a deformação específica vertical  $\varepsilon_z$  na profundidade  $z$ , sob o centro do carregamento, pode ser expressa pela Equação 3.11.

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma}{E_s} I_z \quad (3.11)$$

Sendo  $I_z$  o fator de influência da deformação, como apresenta a Figura 3.4.

Figura 3.4 - Fator de influência  $I_z$ .



Fonte: Schmertmann, 1970.

Pode-se observar, portanto, que a deformação máxima ocorre em torno de  $z = B/2$ , sendo  $B$  a largura da sapata. A partir dessa profundidade, as deformações começam a diminuir gradualmente e podem ser desprezadas depois de  $z = 2B$ .

Schmertmann (1970) também definiu dois fatores de correção. O primeiro  $C_1$  diz-se a respeito do embutimento da sapata no solo, onde o recalque pode diminuir em até 50%, conforme a Equação 3.12.

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (3.12)$$

Onde:

$q$  = tensão vertical efetiva á cota de apoio da fundação (sobrecarga);

$\sigma^*$  = tensão líquida aplicada pela sapata ( $\sigma^* = \sigma - q$ )

O fator  $C_2$  refere-se a parcela de recalque ao longo do tempo, como expressa a Equação 3.13.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log\left(\frac{t}{0,1}\right) \quad (3.13)$$

Onde  $t$  é expresso em anos.

Na análise somente do recalque imediato, sem avaliação do acréscimo de tempo, temos que  $C_2 = 1$ .

Com isto, o recalque de sapatas rígidas em areia é dado pelo somatório de recalque de  $n$  subcamadas homogêneas, como mostra a Equação 3.14.

$$\rho_i = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left[ \frac{I_z}{E_s} \Delta z \right] \quad (3.14)$$

Sendo:

$E_s$  = módulo de deformabilidade da  $i$ -ésima camada;

$I_z$  = fator de influência da deformação à meia-altura da  $i$ -ésima camada;

$\Delta z$  = espessura da  $i$ -ésima camada.

Onde:

$$I_z = 0,1 + 2(I_{z,máx} - 0,1) \frac{z}{B} \quad \because z \leq B/2 \quad (3.15)$$

$$I_z = \frac{2}{3} I_{z,máx} \left( 2 - \frac{z}{B} \right) \quad \because B/2 \leq z \leq 2B \quad (3.16)$$

Schmertmann, Hartman e Brown (1978), então, definem a Equação 3.17 para o cálculo do fator de influência de deformação do solo máximo ( $z = B/2$ ).

$$I_{z,máx} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (3.17)$$

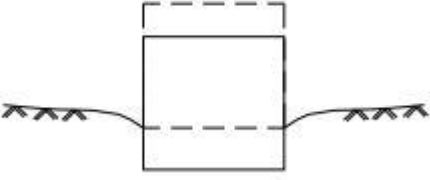

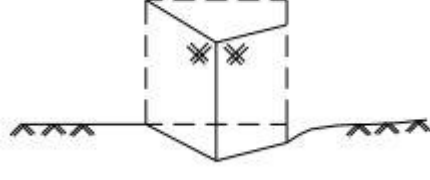
Onde  $\sigma_v$  é a tensão vertical efetiva em  $z = B/2$ .

### 3.4 Recalques admissíveis

A concepção dos valores limites para os deslocamentos e deformações considera três aspectos fundamentais: aparência visual; utilização e função; estabilidade e danos estruturais. De acordo com Borges (2009), recalques absolutos elevados, porém de mesma ordem de grandeza em todos os elementos da fundação, às vezes provocam danos estéticos e/ou funcionais. Enquanto isso, os recalques diferenciais são os responsáveis pelas distorções angulares, causadoras de danos estruturais.

Teixeira e Godoy (1998) comentam que se uma estrutura sofresse somente recalque uniforme, teoricamente não sofreriam danos. Contudo, sabe-se que na prática há sempre recalques diferenciais devido as excentricidades de carga ou heterogeneidade do solo. Desta forma, os autores listam em três categorias os danos causados pelo movimento das fundações: danos arquitetônicos (trincas em parede, desaprumo do edifício); danos à funcionalidade ou ao uso da construção (inversão de declividades das tubulações, emperramento de portas e janelas); e os danos estruturas que são os mais graves, podendo comprometer a sua estabilidade. Pode-se observar isso de modo mais prático na Figura 3.5.

Figura 3.5 - Tipos de recalques em edificações e os danos associados.

Tipo de recalque	Danos associados
<p data-bbox="454 1223 593 1256">Uniforme</p> 	<p data-bbox="850 1290 1426 1379">Danos arquitetônicos e funcionais, danos em instalações, rampas e escadas.</p>
<p data-bbox="327 1485 737 1518">Não uniforme; sem distorção</p> 	<p data-bbox="914 1552 1362 1641">Danos arquitetônicos e funcionais, desaprumo em prédios altos, etc.</p>
<p data-bbox="327 1747 737 1780">Não uniforme; com distorção</p> 	<p data-bbox="850 1814 1426 1904">Fissuração em paredes e vigas, distorção de vãos, etc.</p>

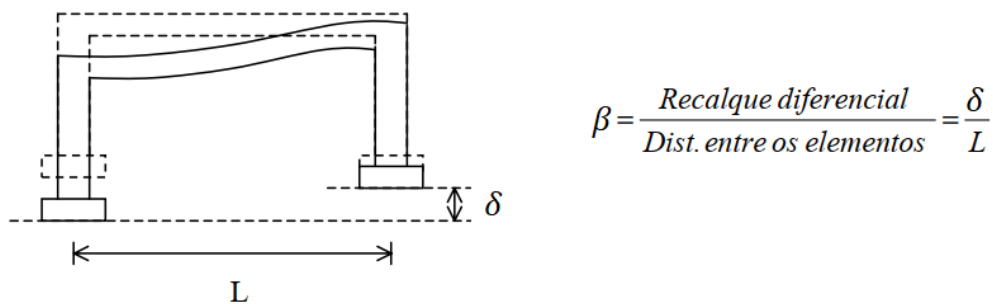
Fonte: Adaptado de Lopes, 1988.

Burland, Broms e Mello (1977) estipulam, para casos rotineiros, os seguintes valores para recalques diferenciais ( $\delta$ ) e recalques totais limites ( $\rho$ ) para sapatas isoladas:

- Para areia:
  - $\delta_{m\acute{a}x} = 25 \text{ mm};$
  - $\rho_{m\acute{a}x} = 40 \text{ mm}.$
- Para argila:
  - $\delta_{m\acute{a}x} = 40 \text{ mm};$
  - $\rho_{m\acute{a}x} = 65 \text{ mm}.$

Em relação à distorção angular ( $\beta$ ), o seu cáculo fica melhor representado pela Figura 3.6.

Figura 3.6 – Cculo da distorção angular.

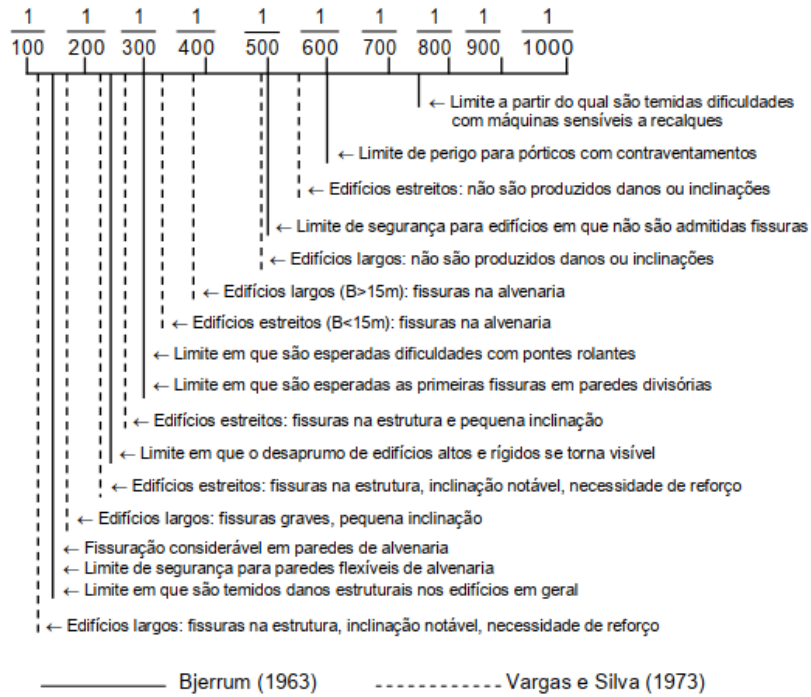


Fonte: Adaptado de Iwamoto, 2000.

Teixeira e Godoy (1998) ressaltam que, estes valores não são aplicáveis em edifícios mais complexos, os quais requerem uma análise mais criteriosa.

Velloso e Lopes (2011) apresentam, de acordo com critérios de Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973), os seguintes valores, presentes na Figura 3.7, para a distorção angular e as patologias geradas.

Figura 3.7 - Distorções angulares e danos associados.



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

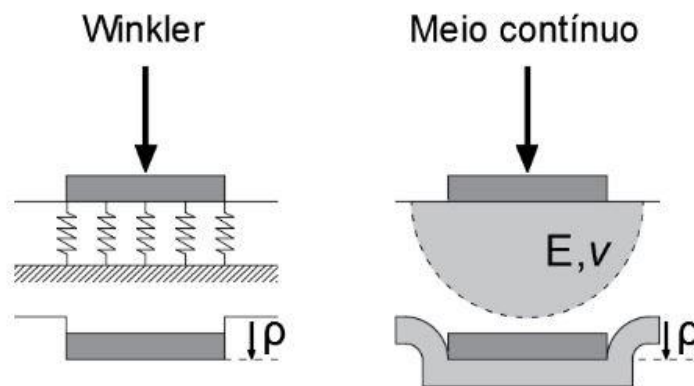
#### 4 MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

De acordo com Colares (2006), o comportamento do maciço de solos submetido a carregamentos externos constitui um fator de importância fundamental na análise do mecanismo de interação solo-estrutura, onde a complexidade inerente ao comportamento real dos solos tem levado ao desenvolvimento de inúmeros modelos de previsão, que tem mostrado ser de grande utilidade na análise dos problemas de interação solo-estrutura.

Para inserir os efeitos do solo na análise estrutural, Mendes (2016) comenta que há diferentes maneiras de modelar o solo, mas que, de forma geral, o solo pode ser descrito como um material elástico linear, elástico não-linear ou elastoplástico. Como normalmente o solo é solicitado por tensões longe da tensão de ruptura, seu comportamento é tratado geralmente como elástico linear.

Visto a complexidade existente no comportamento do solo, há na literatura dois modelos que são considerados os principais para a representação do solo de maneira simples e eficaz: o Método de Winkler e o Método do Meio contínuo; visualizado na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Comparação entre o Método de Winkler e o Método do Meio contínuo.



Fonte: Mendes, 2016.

##### 4.1 Método de Winkler

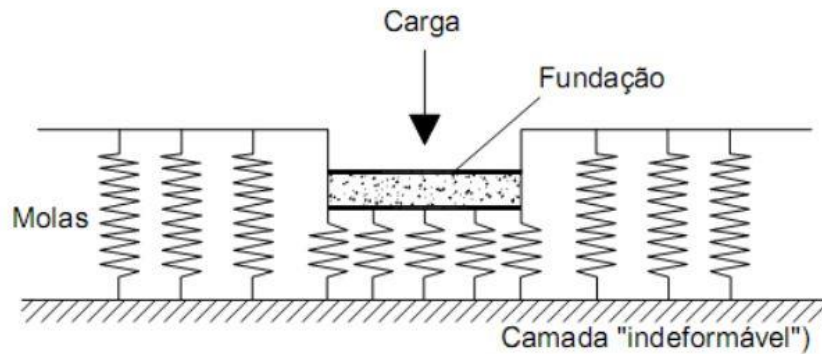
Como dito no item 2.1 do presente trabalho, Winkler (1867) foi o pioneiro na simulação da deformabilidade do solo, representando-o como um sistema de molas lineares. Por isso, essa metodologia é denominada método ou hipótese de Winkler.

Neste sistema o solo é visto como um conjunto de molas lineares e independentes entre si, podendo ser usada tanto para carregamentos verticais quanto para ações horizontais. Esse método, porém, considera apenas as deformações ocorridas para os pontos imediatamente



abaixo da região carregada, sem avaliar os efeitos ocorridos no entorno da estrutura, como demonstra a Figura 4.2.

Figura 4.2 – Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo através de molas discretas.



Fonte: Antoniazzi, 2011.

Como é abordado por Antoniazzi (2011), nesse modelo há uma proporcionalidade entre as pressões de contato (tensão média  $\sigma$ ) e os deslocamentos, sendo determinados coeficientes de reação para cada tipo de solo e de sistema de fundação. Logo, este método pode ser utilizado tanto para carregamentos verticais (sapatas e radiers) quanto para carregamentos horizontais (simulação de ações laterais em estacas e/ou em estruturas de contenção).

Inicialmente, deve-se determinar o coeficiente de reação vertical do solo ( $K_v$ ), que representa o coeficiente de rigidez que o solo possui para resistir ao deslocamento (recalque médio  $\rho$ ) mobilizado por uma pressão imposta, conforme a Equação 4.1.

$$\sigma = K_v \cdot \rho \quad (4.1)$$

Analogamente, define-se o coeficiente de mola  $K_m$ , onde este não se relaciona com uma pressão (força sobre área), mas sim com uma força  $F$ , como expressa a Equação 4.2.

$$F = K_m \cdot \rho \quad (4.2)$$

#### 4.1.1 Obtenção do coeficiente de reação vertical

O coeficiente de reação vertical do solo ( $K_v$ ) pode ser obtido das seguintes formas: cálculo do recalque da fundação real; correlações; tabelas de valores típicos e ensaio de placa.

#### 4.1.1.1 Cálculo do recalque da fundação real

A partir da Equação 4.1, advinda do método de Winkler, pode-se obter o módulo de reação vertical, expressa na Equação 4.3.

$$K_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad (4.3)$$

#### 4.1.1.2 Correlações

Pode-se realizar correlações com a Equação 4.3 e as equações demonstradas anteriormente, como, por exemplo, com as Equações 3.3 e 3.5, que calculam o recalque para camada semi-infinita e finita, respectivamente. Então, correlacionando-as, obtém-se a Equação 4.4 para o coeficiente de reação vertical em camada semi-infinita e a Equação 4.5 para a camada finita.

$$K_v = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)I_p} \quad (4.4)$$

$$K_v = \frac{E_s}{\mu_0\mu_1 B} \quad (4.5)$$

#### 4.1.1.3 Valores típicos

Apesar de não ser recomendado, é possível utilizar dados teóricos, tendo na bibliografia tabelas com valores típicos ou padronizados para o coeficiente de reação vertical, quando não há dados precisos ou falta de ensaios realizados no maciço de solo onde acontecerá a construção.

Moraes (1976) propôs a Tabela 4.1 para que, na falta de ensaios apropriados, seja possível a adoção de valores para o módulo de reação vertical, mesmo que de forma aproximada.

Tabela 4.1 - Valores de  $K_v$  segundo Moraes (kN/m<sup>3</sup>).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>K_v</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>
Turfa leve - solo pantanoso	5 000 – 10 000
Turfa pesada - solo pantanoso	10 000 – 15 000
Areia fina de praia	10 000 – 15 000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10 000 – 20 000
Argila molhada	20 000 – 30 000
Argila úmida	40 000 – 50 000
Argila seca	60 000 – 80 000
Argila seca endurecida	100 000
Silte compactado com areia e pedra	80 000 – 100 000
Silte compactado com areia e muita pedra	100 000 – 120 000
Cascalho miúdo com areia fina	80 000 – 120 000
Cascalho médio com areia fina	100 000 – 120 000
Cascalho grosso com areia grossa	120 000 – 150 000
Cascalho grosso com pouca areia	150 000 – 200 000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200 000 – 250 000

Fonte: Adaptado de Moraes, 1976.

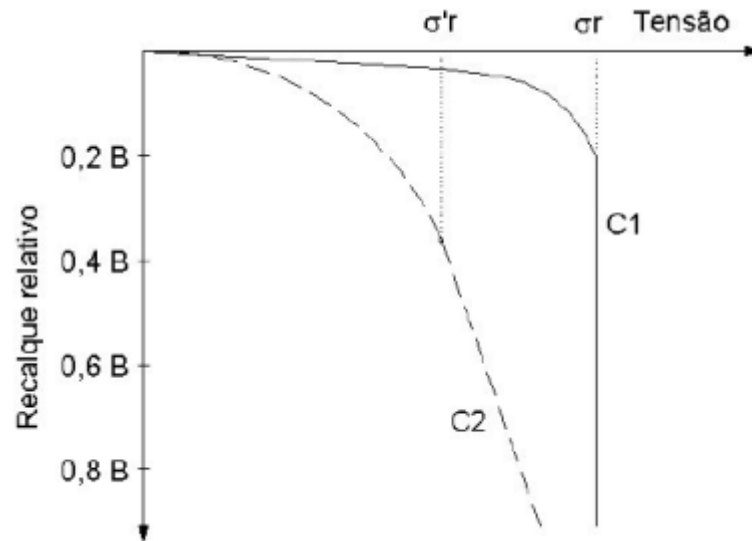
#### 4.1.1.4 Ensaio de placa

De acordo com Antoniazzi (2011), além da forma analítica ou teórica para previsão de recalques imediatos de sapatas, também é possível o método experimental, sendo considerado o mais preciso.

Segundo Mello e Teixeira (1971), este ensaio é realizado em um modelo que procura reproduzir o comportamento de uma fundação em escala quase real, onde as deformações do solo subjacente à sapata podem se dar de duas formas: uma resulta da redução de volume por compressibilidade e a outra é uma deformação do tipo cisalhante, resultando em uma mudança de forma. A soma dessas deformações representa o recalque total sofrido.

Este ensaio é feito por meio de provas de carga sobre placa, onde os resultados obtidos permitem traçar as curvas tensão-recalque que representa o comportamento da deformabilidade do solo, conforme a Figura 4.3.

Figura 4.3 - Curvas tensão-recalque.



Fonte: Terzaghi, 1943.

A curva C1 refere-se a um solo rijo ou bastante compacto, com tensão de ruptura bem definida. Enquanto a C2 equivale a um solo fofo ou mole, com tensão de ruptura não conhecida.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), o módulo de reação vertical definido através de ensaios de placa precisa ser corrigido em função das dimensões e da forma da fundação real. Como exemplo, temos as Equações 4.6 e 4.7, para correções em sapatas quadradas.

Para solos argilosos:

$$K_v = K_{v,placa} \left( \frac{B_{placa}}{B_{fundação}} \right)^n \quad (4.6)$$

Para solos arenosos:

$$K_v = K_{v,placa} \left( \frac{B_{fundação} + 0,30}{2 \cdot B_{fundação}} \right)^2 \quad (4.7)$$

Sendo:

$K_{v,placa}$  = módulo de reação vertical do solo para placa;

$B_{fundação}$  = menor dimensão da sapata;

$B_{placa}$  = menor dimensão da placa;

$n$  = coeficiente que varia de 0,5 a 0,7 em função da espessura da camada compressível abaixo da fundação.

Outra alternativa é transformar diretamente o módulo de reação vertical da placa para o da fundação real, por meio da Equação 4.8, onde são introduzidos os fatores de influência da geometria e rigidez ( $I_{p,placa}$ ) da placa e da fundação ( $I_{p,fundação}$ ).

$$K_v = K_{v,placa} \frac{B_{placa}}{B_{fundação}} \frac{I_{p,placa}}{I_{p,fundação}} \quad (4.8)$$

#### 4.1.2 Coeficientes de apoio elástico

Pela hipótese de Winkler, ao correlacionar as Equações 4.1 e 4.2 e, sabendo que, tensão  $\sigma$  é força F sobre área A, obtém-se a Equação 4.9.

$$K_{mz} = K_v A_f \quad (4.9)$$

Sendo:

$K_{mz}$  = coeficiente de mola vertical;

$A_f$  = Área de influência da fundação. Ao considerar toda a sapata tem-se que tal área é igual a área da sapata.

Segundo Antoniazzi (2011), podemos obter os deslocamentos pela hipótese de Winkler com os coeficientes de mola, a partir das Equações 4.10, 4.11 e 4.12.

$$\rho = \frac{N}{K_{mz}} = \frac{F}{K_v \cdot A_f} \quad (4.10)$$

$$v = \frac{H}{K_{mh}} = \frac{H}{K_h \cdot A_f} \quad (4.11)$$

$$\varphi = \frac{M}{K_{m\theta}} = \frac{M}{K_\theta \cdot I_f} \quad (4.12)$$

Conforme Souza e Reis (2008), costumeiramente para efeito de simplificação, adota-se  $K_v = K_h = K_\theta$ . Contudo, na prática esses valores são diferentes, pois o módulo de reação não é constante e depende de fatores como forma e dimensão da fundação e o tipo de construção. Esta consideração normalmente não é aplicada em análises de fundações profundas, como as estacas, que sofrem maiores carregamentos horizontais e uma maior influência do atrito lateral do solo.

Considerando como eixos horizontais no sistema tridimensional os eixos x e y, adotando que o módulo de reação vertical, horizontal e de rotação são iguais, obtém-se a Equação 4.13 para o coeficiente de mola horizontal e as Equações 4.14 e 4.15 para o coeficiente mola de rotação em x e y, respectivamente.

$$K_{mh} = K_{mx} = K_{my} = K_v A_f \quad (4.13)$$

$$K_{m\theta x} = K_v I_x \quad (4.14)$$

$$K_{m\theta y} = K_v I_y \quad (4.15)$$

Sendo:

$I_x$  = momento de inércia da sapata no eixo x;

$I_y$  = momento de inércia da sapata no eixo y.

## 4.2 Método do Meio contínuo

Conforme Farias (2018), a representação do maciço do solo como um modelo contínuo pode ser feita por equacionamento analítico ou com análises numéricas. Um dos pontos de maior complexidade para o método do meio contínuo trata-se da reprodução das propriedades constitutivas do maciço do solo. A teoria da elasticidade é comumente utilizada para representar a relação tensão-deformação do material do maciço, podendo, porém, fornecer respostas não precisas. Isso porque em altos níveis de carregamentos solicitantes, pode haver plastificações localizadas nas bordas dos elementos de fundação, podendo alterar a distribuição das pressões de contato nos elementos de fundação.

A consideração do solo como um meio contínuo foi inicialmente proposta por Mindlin (1936) para o cálculo de recalque devido a uma carga concentrada aplicada a certa profundidade da superfície. Esta hipótese assume que o solo é uma meio tridimensional semi-infinito, homogêneo, isotrópico (comportamento idêntico em todas as direções e contínuo (com volume isento de vazios)).

Segundo Colares (2006), na prática experimental temos que a superfície de deslocamentos não se desenvolve apenas imediatamente abaixo da região carregada, mas também dentro de zonas limitadas fora da área carregada, possuindo uma tendência de comportamento contínuo. Com isto, o maciço de solo tem sido idealizado como meio elástico tridimensional.

O meio contínuo pode ser dividido em duas categorias: o meio contínuo elástico e o meio contínuo elastoplástico.

Mendes (2016) comenta que o meio contínuo elástico pode ser resolvido através da Teoria da Elasticidade, enquanto o elastoplástico necessita de uma abordagem numérica, com a discretização do solo em diversos pontos que constituem uma malha. A solução será melhor a medida que o número de pontos dessa malha aumentar, ou seja, quanto mais refinada ela for. Por outro lado, quanto mais refinada a malha, maior o custo computacional para resolução do problema.

Entre os principais métodos numéricos, destacam-se, conforme Camargo (2002):

O Método das Diferenças Finitas (MDF), onde há a substituição da equação diferencial que governa o fenômeno por uma equação algébrica capaz de relacionar o valor da variável do problema em um ponto aos valores em 4 pontos vizinhos, situados em 2 linhas ortogonais. Sendo assim, no MDF é necessário utilizar uma malha ortogonal e a solução é obtida para os pontos de intersecção da malha. A solução pode ser manual, pela técnica da “relaxação”, ou com auxílio de computador, montando um sistema de equações simultâneas.

Temos, também, o Método dos Elementos Finitos (MEF), que divide o domínio do problema em elementos, cujo comportamento é formulado em função da sua geometria e propriedades, conectados através dos nós que são comuns a eles. Ao contrário do MDF, a malha pode assumir qualquer forma e, por isso, possui a capacidade de resolver problemas com geometrias bastante complexas. Pode-se ter, ainda, a modelagem do solo de maneira heterogênea.

Por fim, temos o Método dos Elementos de Contorno (MEC), onde apenas a fronteira do domínio do problema precisa ser discretizada em elementos, reduzindo o número de equações. O MEC é comumente empregado em problemas lineares, homogêneos e com domínio aberto (infinito ou semi-infinito), diferente do MEF que pode ser utilizado em fenômenos não lineares e dependentes do tempo. Normalmente, é utilizado o MEC para simular os solos, enquanto o MEF é mais aplicado para análises de superestruturas. Por este motivo, o acoplamento entre os métodos é muito utilizado no estudo da interação solo-estrutura.

Neste trabalho, as análises foram realizadas pelo meio contínuo, a partir do MEF. Para isto, foi utilizado o auxílio do software de elementos finitos SAP 2000, onde para haver a modelagem do solo em malhas, deve-se ter o conhecimento, além do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e do módulo de deformabilidade do solo ( $E_S$ ), do peso específico do solo ( $\gamma$ ) em questão.

#### 4.2.1 Obtenção do peso específico do solo

Caso não haja ensaios de laboratório, pode-se adotar o peso específico do solo a partir de correlações empíricas. Desta forma, propõe-se utilizar a Tabela 4.2 para solos argilosos e a Tabela 4.3 para solos arenosos. Os estados de consistência de solos argilosos e de compactidade de solos arenosos, por sua vez, são dados em função do  $N_{SPT}$ .

Tabela 4.2 - Peso específico para solos argilosos.

$N_{SPT}$	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )
$\leq 2$	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
$\geq 20$	Dura	21

Fonte: Adaptado de Godoy, 1972.

Tabela 4.3 - Peso específico para solos arenosos.

$N_{SPT}$	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa			
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Mediamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Adaptado de Godoy, 1972.

### 4.3 Modelos básicos

Segundo Aoki e Cintra (2004), existem três tipos de modelagens básicas para efetuar a análise da interação solo-estrutura, adotando-se como origem do eixo referencial um ponto qualquer sobre a superfície indeslocável (rocha sã ou superfície onde as deformações no maciço de solos podem ser desprezadas).

#### 4.3.1 Modelo 1

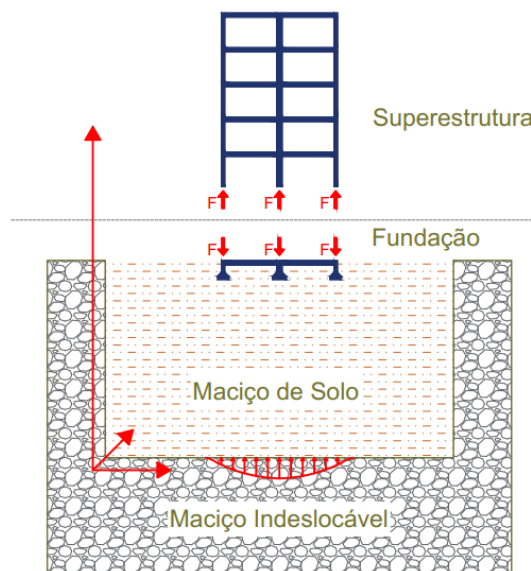
Segundo Antoniazzi (2011), este modelo analisa a estrutura separadamente dos recalques, buscando uma situação final de equilíbrio através da compatibilização dos



deslocamentos ocorridos na estrutura, considerando o equilíbrio no topo das fundações. As forças aplicadas nas fundações geram recalques que, por sua vez, geram deslocamentos na superestrutura e vice-versa. As análises são baseadas em um processo iterativo para a obtenção de uma estrutura que se aproxime muito da realidade, com a devida consideração da interação entre o solo e a estrutura.

Conforme visualizado na Figura 4.4, temos a superestrutura com o contorno limitado na base dos pilares, e a fundação, com o contorno limitado pela superfície das bases dos pilares e o maciço indeslocável.

Figura 4.4 - Esquema do Modelo 1.



Fonte: Autor, 2022.

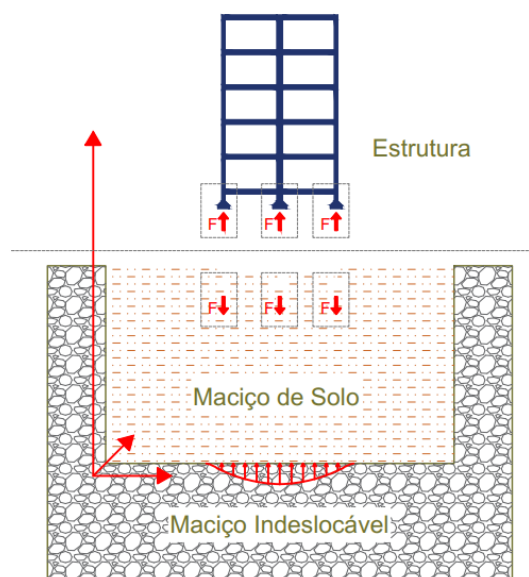
Chamecki (1956) propôs uma metodologia na qual a estrutura é inicialmente calculada supondo-se apoios indeslocáveis, obtendo-se reações de apoio, e assim, estimando os recalques. A partir destes recalques, inicia-se o processo iterativo, aplicando-se os mesmos à estrutura como forma de deslocamentos impostos. Assim, a estrutura passa a ser novamente calculada, só que agora com os deslocamentos já prescritos, sendo obtidas novas reações de apoio e, conseqüentemente, novos valores para o recalque. O processo se repete sucessivamente até que haja uma convergência significativa, nos deslocamentos ou nas reações de apoio.

Aoki e Cintra (2004) adaptaram a metodologia de Chamecki (1956) para o uso de molas, através da relação carga e recalques. Sendo este, um dos métodos mais utilizados no meio acadêmico e profissional ao considerar a ISE.

### 4.3.2 Modelo 2

De acordo com Antoniazzi (2011), neste tipo de modelagem a estrutura de fundação é discretizada e, em cada ponto de contato desta com o solo são empregadas molas para representar a deformabilidade do solo. Para isto, parte-se do princípio que a superestrutura e a estrutura de fundação são integradas, resultando em uma única estrutura que interage com o maciço de solo no contorno dos elementos estruturais de fundação, como pode ser visto na Figura 4.5.

Figura 4.5 - Esquema do Modelo 2.



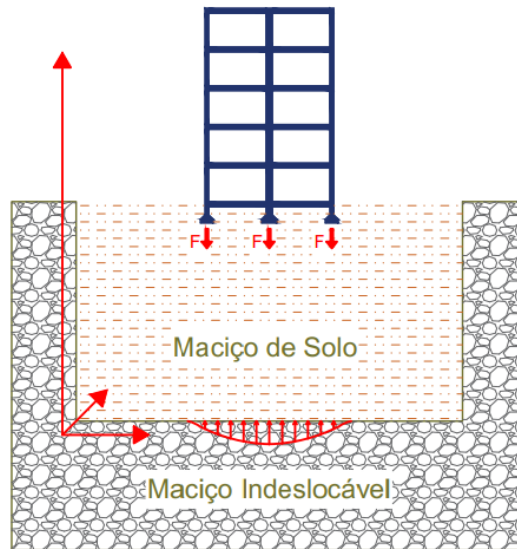
Fonte: Autor, 2022.

Este modelo é o adotado pelos programas convencionais de modelagem estrutural, onde pode-se realizar análise da ISE, como é o caso do Eberick e do TQS.

### 4.3.3 Modelo 3

Este modelo é o que possui maior grau de complexidade, havendo uma grande quantidade de equações matriciais, pois, considera a superestrutura, a fundação e o maciço de solos como um corpo único integrado em um sistema global, conforme é ilustrado na Figura 4.6. Em geral, os elementos são modelados pelo método dos elementos finitos, ou temos a superestrutura e a fundação modelados por elementos finitos e o maciço de solo por elementos de contorno. Este modelo possui pouco uso prático devido a uma alta demanda computacional.

Figura 4.6 - Esquema do Modelo 3.



Fonte: Autor, 2022.

Neste trabalho, foi adotada a metodologia do Modelo 3, aliada ao método do meio contínuo, com o maciço do solo sendo simulado através de malhas de elementos finitos, como dito no item 4.1 deste trabalho.

#### 4.4 Softwares

Atualmente, tem-se no mercado uma diversidade de softwares que permitem realizar a análise da interação solo-estrutura, pelo método de Winkler ou, até mesmo, pelo meio contínuo. Pode-se dividir esses softwares em duas categorias: softwares convencionais - são os mais utilizados nos escritórios de cálculo estrutural; e softwares de elementos finitos - possuem uma análise mais complexa, sendo bem mais utilizados no meio acadêmico.

##### 4.4.1 Softwares convencionais

Os softwares convencionais utilizam na análise da interação solo-estrutura, métodos simplificados baseados na hipótese de Winkler. Dentre os principais softwares desta categoria, podem ser citados Eberick, o TQS e o CYPECAD.

- Eberick

O software Eberick da AltoQi® permite elaborar projetos estruturais em concreto armado moldado *in-loco*, concreto protendido, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas

metálicas. A versão mais recente do programa (Eberick 2022) realiza os dimensionamentos e detalhamentos conforme a NBR 6118 (2014).

O Eberick faz a análise da ISE considerando o solo um meio plástico e adotando o método de Winkler, com o usuário entrando com os dados dos coeficientes reação de translação e de rotação, seguindo o procedimento iterativo do Modelo 1, visto anteriormente.

- TQS

O TQS®, que atualmente está na sua versão 23, permite a elaboração de estruturas em concreto armado, concreto protendido, estruturas pré-moldadas, alvenaria estrutural, paredes de concreto, estruturas metálicas e estruturas mistas.

Este programa possui um módulo específico para análise da ISE, com o módulo Sistema de Interação Solo-Estrutura (SISEs). Na sua análise, o software utiliza a hipótese de Winkler, discretizando os elementos da fundação em nós e barras unidos à superestrutura, com o solo sendo simulado como vínculos elásticos a partir dos coeficientes de reação vertical e horizontal.

- CYPECAD

O CYPECAD possibilita projetos estruturais em concreto armado, pré-moldado, concreto protendido, de madeira e estruturas mistas de concreto e aço. Na sua versão mais atual, o software conta com o módulo Interação Solo-Estrutura, que permite dimensionar fundações levando em consideração a ISE em sapatas e blocos sobre estacas.

#### 4.4.2 Softwares de elementos finitos

Atualmente existem diversos softwares que permitem aplicar o método dos elementos finitos e, a partir deles, é possível analisar a interação solo estrutura, pelo método de Winkler ou pelo método do meio contínuo. Dentre estes softwares, podemos citar o SAP 2000, o ANSYS e o ABAQUS.

- SAP 2000

O programa permite modelar e analisar diferentes tipos de fundações e estruturas. Para as fundações superficiais podem-se definir elementos superficiais apoiados sobre o terreno modelado com molas, pela hipótese de Winkler. Os coeficientes elásticos das molas podem ser definidos diretamente nos nós ou por unidade de área. Neste caso, o SAP 2000 distribui automaticamente as molas associadas com a área para os nós localizados nos vértices do elemento de superfície.

Para as estacas, podem ser aplicadas molas na lateral e na ponta do elemento, introduzindo os valores dos coeficientes elásticos horizontal e vertical, respectivamente.

O software disponibiliza também a modelagem de elementos superficiais que trabalham no estado de deformação plana, permitindo fazer modelos com o método do meio contínuo, realizando a análise da interação solo-estrutura em 2D e em 3D por meio do método dos elementos finitos, com o solo sendo simulado por malhas. A análise pode ser estática ou dinâmica, linear ou não linear.

O SAP 2000 foi o programa adotado para a produção das modelagens e análises no respectivo trabalho.

- ANSYS

O módulo de análise estrutural do ANSYS® permite a resolução de complexos problemas estruturais, podendo com o método dos elementos finitos, analisar múltiplos cenários de projeto, dentre elas a interação solo-estrutura. Com o Ansys Autodyn e o Ansys LS-DYNA, o usuário tem acesso a ferramentas completas para análises de carregamentos simples, vibração ou análises transitórias.

- ABAQUS

O programa ABAQUS é usado em várias áreas da engenharia e contém diversas aplicações para simulação numérica na engenharia geotécnica. O software possui a capacidade de analisar os comportamentos elásticos e elastoplásticos. Para a simulação numérica pelo MEF, deve-se escolher o modelo elastoplástico apropriado para as análises com o ABAQUS, fazer a construção apropriada da malha de elementos finitos e das condições das superfícies de contato entre solo e fundação.

## 5 METODOLOGIA

Neste capítulo são abordados os procedimentos metodológicos para realização deste estudo.

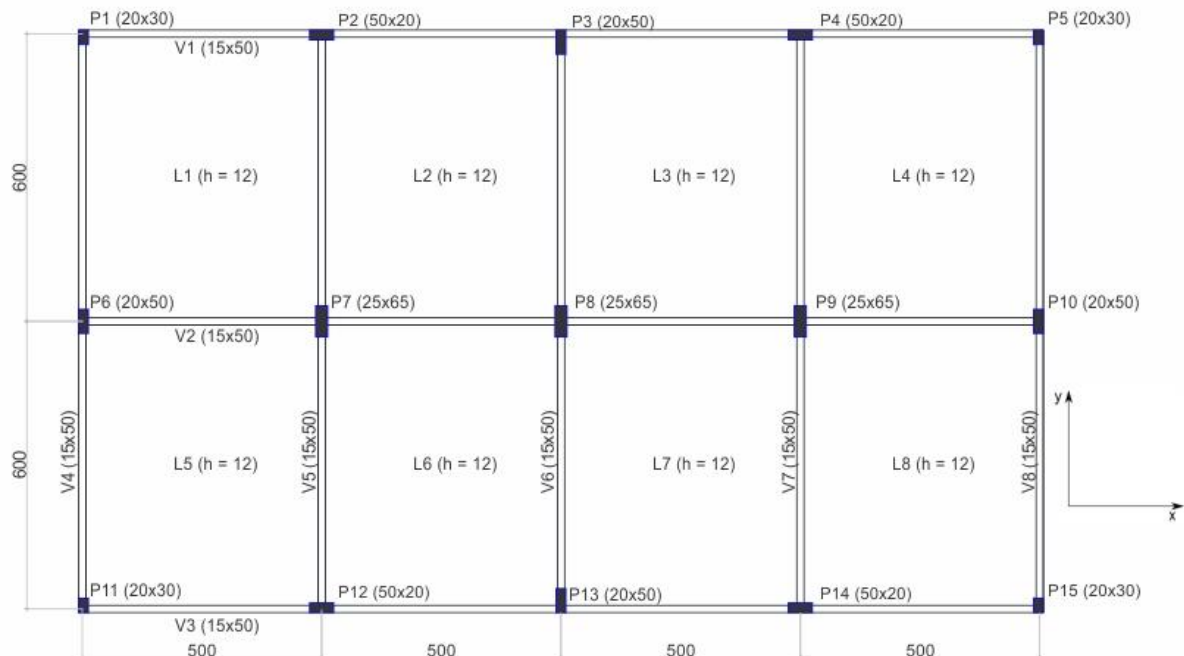
### 5.1 Estudo de caso

No presente trabalho foram desenvolvidos dois modelos de edifícios comerciais, um com 7 pavimentos e outro com 14 pavimentos. As edificações foram apoiadas em fundações superficiais do tipo sapatas isoladas, considerando dois tipos de maciço do solo, sendo um arenoso e outro argiloso.

As modelagens das edificações foram realizadas no software SAP2000 V20®. Em cada modelagem realizou-se um comparativo entre o modelo convencional (com apoios fixos) e o modelo considerando a ISE (apoios flexíveis), buscando verificar a influência da interação solo-estrutura nos deslocamentos, cargas e momentos fletores gerados nos elementos estruturais.

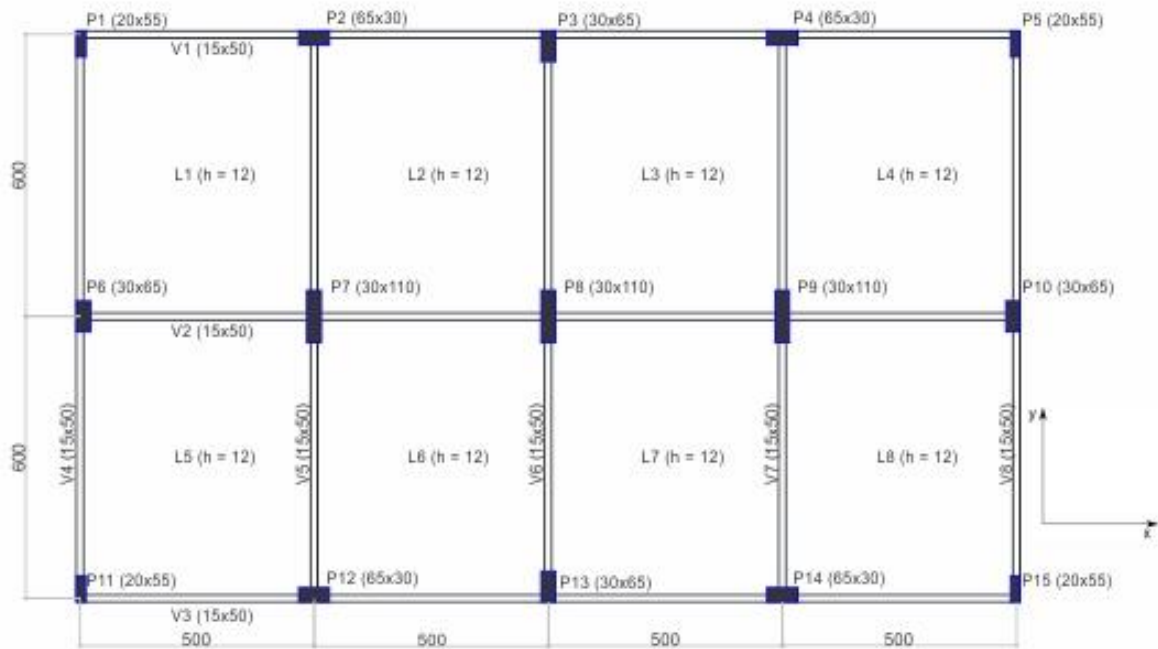
As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam as plantas de forma dos pavimentos tipo da edificação com 7 e 14 pavimentos, respectivamente.

Figura 5.1 - Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 7 pavimentos (dimensões em centímetros).



Fonte: Autor, 2022.

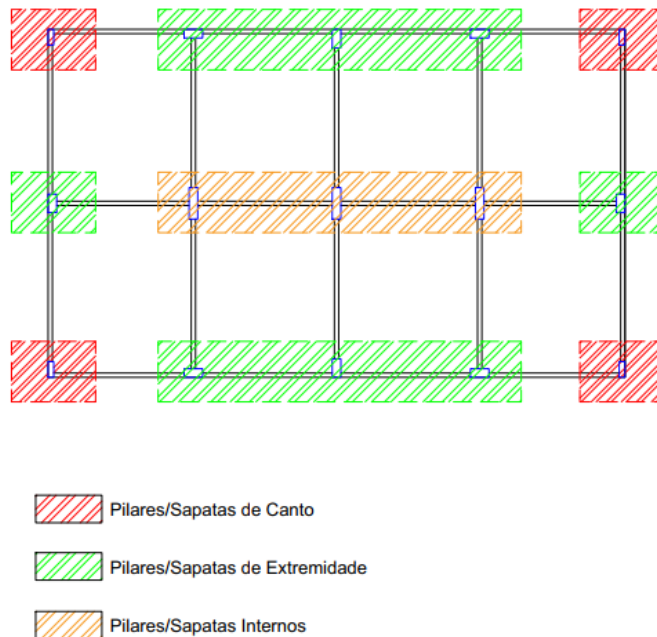
Figura 5.2 - Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 14 pavimentos (dimensões em centímetros).



Fonte: Autor, 2022.

Os pilares e as sapatas foram separados em três regiões: elementos de canto, de extremidade e internos. Na Figura 5.3 são representadas as regiões ao qual cada um desses elementos faz parte.

Figura 5.3 - Regiões dos elementos estruturais.



Fonte: Autor, 2022.

## 5.2 Dados do projeto

### 5.2.1 Projeto estrutural

Todas as edificações foram consideradas como pertencentes à classe de agressividade moderada, seguindo as indicações do item 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Deste modo, tem-se os cobrimentos nominais de  $c_{nom} = 3$  cm para vigas e pilares,  $c_{nom} = 2,5$  cm para lajes e  $c_{nom} = 4$  cm para sapatas. A resistência característica do concreto à compressão adotada foi  $f_{ck} = 25$  MPa, e para o aço optou-se pelo CA-50 ( $f_{yk} = 500$  MPa). O pé-direito estrutural utilizado em todos os pavimentos foi de 2,90 m.

De acordo com as prescrições da NBR 6120 (ABNT, 2019), foram estimadas as ações permanentes e variáveis atuantes nas edificações. Para as ações permanentes, utilizou-se 1 kN/m<sup>2</sup> correspondente ao peso do revestimento e do piso, 13 kN/m<sup>2</sup> para a alvenaria (tijolos cerâmicos vazados) e 25 kN/m<sup>3</sup> para o peso específico do concreto armado. Quanto às ações variáveis, adotou-se uma carga acidental de utilização de 2 kN/m<sup>2</sup> para as lajes dos pavimentos tipo e de 0,5 kN/m<sup>2</sup> para as lajes da cobertura.

Seguindo as recomendações de Alva (2014), calcularam-se as dimensões das vigas para todos os vãos, com  $h = 50$  cm e  $b_w = 15$  cm. A largura  $b_w$  sendo igual à espessura normalmente adotada para a alvenaria e estando acima da largura mínima de 12 cm, estabelecida pela NBR 6118 (2014). A altura, por sua vez, deve estar compreendida no seguinte intervalo da Equação 5.1:

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (5.1)$$

Onde  $L$  é o comprimento do vão.

Para as lajes, optou-se por lajes maciças de concreto armado com uma espessura  $h$  de 12 cm, de acordo com a Equação 5.2, sugerida por Alva (2014) e respeitando a espessura mínima de 7 cm para lajes maciças que não estejam em balanço, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$h \cong \frac{L_x}{40} \quad (5.2)$$

Sendo  $L_x$  o comprimento do menor vão da laje.



Para o pré-dimensionamento dos pilares também foram utilizadas as recomendações de Alva (2014) e os limites normativos previstos na NBR 6118 (ABNT, 2014). Inicialmente foram calculados os esforços característicos dos pilares  $N_k$ , dada pela equação 3.3.

$$N_k = CG \cdot A_i \cdot n \quad (3.3)$$

Em que:

$CG$  = carga global do pavimento (considerou-se igual a 10 kN/m<sup>2</sup> neste trabalho);

$A_i$  = área de influência do pilar;

$n$  = número de pavimentos.

Na prática, contudo, a maioria dos pilares de uma edificação estão submetidos à flexão composta, com carregamento de compressão e momentos nas duas direções principais. Alva (2014), então, estima as áreas dos pilares através de uma situação equivalente em que haja apenas compressão centrada. Para esta condição, o esforço normal de cálculo nos pilares  $N_{sd}$  é dado pela Equação 3.4.

$$N_{sd} = \gamma \cdot N_k \quad (3.4)$$

Sendo:

$\gamma = 2,5$  para pilares de canto;

$\gamma = 2,2$  para pilares de extremidade;

$\gamma = 1,8$  para pilares internos.

Por fim, por meio da Equação 3.5, calcula-se a área de concreto necessária para o pilar.

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho_s \sigma_s} \quad (3.4)$$

Em que:

$f_{cd} = f_{ck}/1,4$

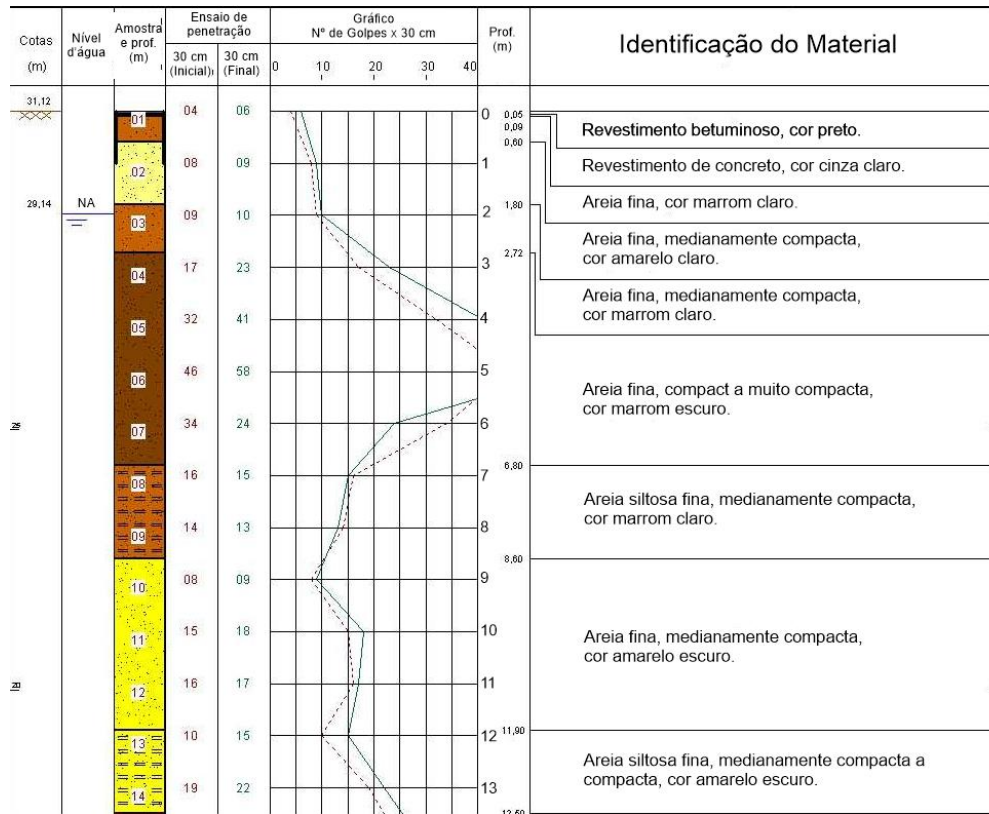
$\rho_s$  = taxa de armadura (adotou-se 2% neste trabalho);

$\sigma_s = f_{yd} = f_{yk}/1,4$

5.2.2 Projeto geotécnico

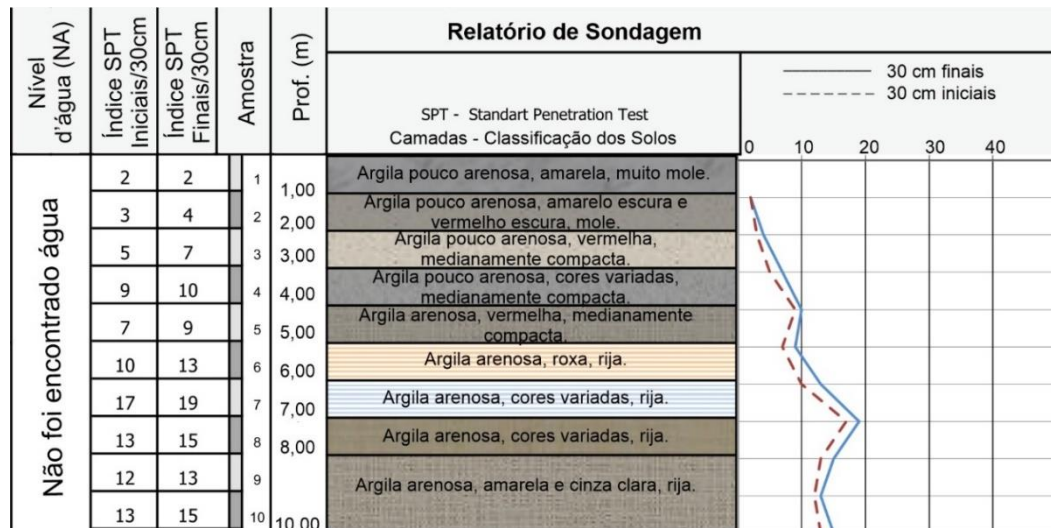
Para o maciço de solo foram utilizados os relatórios de sondagem presentes nas Figuras 5.4 e 5.5, realizados em Aracaju-SE e Maceió-AL, respectivamente. A Figura 5.4 apresenta um solo arenoso, enquanto na Figura 5.5 tem-se uma sondagem que apresenta um solo argiloso.

Figura 5.4 - Sondagem do solo arenoso.



Fonte: Autor, 2022.

Figura 5.5 - Sondagem do solo argiloso.



Fonte: Autor, 2022.

Para o cálculo da tensão admissível do solo  $\sigma_{adm}$ , foi utilizada a Teoria de Terzaghi, dada pela Equação 5.5.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{3} \quad (5.5)$$

Onde  $\sigma_r$  é a tensão de ruptura do solo, dada pela Equação 5.6.

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (5.6)$$

Onde:

$c$  = coesão do solo;

$q$  = pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação;

$\gamma$  = peso específico do solo onde se apoia a fundação;

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga;

$S_c, S_q$  e  $S_\gamma$  = fatores de forma.

Deste modo, a partir dos laudos de sondagem calculou-se a tensão admissível do solo, sabendo que as sapatas foram assentadas a uma profundidade de 2 m. Foram obtidas, portanto, tensões admissíveis iguais a 1 010 kN/m<sup>2</sup> e 269 kN/m<sup>2</sup> para a areia e argila, respectivamente.

Com isto, utilizando sapatas com geometria quadrada, pôde-se fazer uma estimativa inicial das suas dimensões mínimas  $L$  por meio da Equação 5.7, adotando 1,1 como coeficiente de majoração referente ao peso próprio da sapata e do peso do solo sobre a sapata, recomendado por Alva (2007) para sapatas rígidas.

$$L = \sqrt{\frac{1,1 \cdot N_k}{\sigma_{adm}}} \quad (5.7)$$

Para garantir a segurança contra tombamento da sapata, na condição mais desfavorável, pelo menos a metade da base da sapata deve estar comprimida. Adaptando a equação sugerida por Bastos (2019), para sapatas quadradas, obtém-se a Equação 5.8.

$$\frac{e_x^2 + e_y^2}{L^2} \leq \frac{1}{9} \quad (5.8)$$

Onde:

$e_x = M_x/N_k$ ; excentricidade provocada pelo momento em x;

$e_y = M_y/N_k$ ; excentricidade provocada pelo momento em y.

Bastos (2019) também recomenda a verificação da segurança quanto ao deslizamento da sapata, sendo realizada pela Equação 5.9.

$$\frac{(N + P)tg\left(\frac{2}{3}\phi\right) + L^2\left(\frac{2}{3}C\right)}{F_H} \leq 1,5 \quad (5.9)$$

Onde:

$N$  = força normal atuante na sapata;

$P$  = peso próprio da sapata;

$F_H$  = força horizontal atuante na sapata;

$\phi$  = ângulo de atrito interno do solo;

$C$  = coesão do solo.

O item 22.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica como sapatas rígidas, as que atendem a condição da Equação 5.10:

$$h \geq \frac{A - ap}{3} \quad (5.10)$$

Onde:

$h$  = altura da sapata;

$A$  = dimensão da sapata em uma determinada direção;

$ap$  = dimensão do pilar na mesma direção.

Desta forma, pôde-se obter as dimensões das sapatas referente a cada edifício e tipo de solo, como apresenta a Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Dimensões das sapatas para as edificações.

<b>Edifício com 7 pavimentos</b>					
Solo argiloso			Solo arenoso		
Sapata	L (m)	h (m)	Sapata	L (m)	h (m)
Canto	1,80	0,55	Canto	0,90	0,25
Intermediária	2,40	0,75	Intermediária	1,40	0,40
Interna	3,20	1,00	Interna	1,80	0,55
<b>Edifício com 14 pavimentos</b>					
Solo argiloso			Solo arenoso		
Sapata	L (m)	h (m)	Sapata	L (m)	h (m)
Canto	2,80	0,90	Canto	1,50	0,45
Intermediária	3,40	1,05	Intermediária	2,00	0,60
Interna	4,80	1,50	Interna	2,50	0,75

Fonte: Autor, 2022.

### 5.2.3 Ação do vento

Outra ação variável considerada foram os carregamentos horizontais provocados pela ação do vento, definida pela NBR 6123 (ABNT, 1988). Como no SAP 2000 a inserção da carga de vento deve ser realizada manualmente, foram utilizados elementos de área do tipo *None*, simulando as paredes de alvenaria e aplicando a carga dinâmica do vento  $q$ , dada pela Equação 5.11.

$$q = \frac{0,613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2}{1000} \quad (5.11)$$

Onde:

$q$  = pressão dinâmico do vento (kN/m<sup>2</sup>);

$V_0$  = velocidade básica do vento (m/s);

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator estatístico.

Diante disto, foi utilizada uma velocidade básica  $V_0 = 30$  m/s, conforme a isopleta presente na norma (região que compreende Maceió e Aracaju). Foi considerado, ainda, o fator estatístico  $S_1 = 1,0$  (terreno plano ou fracamente acidentado) e  $S_3 = 1,0$  (edificação para hotéis

e residências). Para o fator  $S_2$ , o cálculo é efetuado conforme a Equação 5.12, sendo as edificações pertencentes à Categoria IV e à Classe B.

$$S_2 = b \cdot F_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (5.12)$$

Onde:

$z$  = cota do pavimento;

$b$ ,  $F_r$  e  $p$  são obtidos a partir da Tabela 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

Deste modo, foi obtido a Tabela 5.2, a qual apresenta os valores das cargas do vento utilizada para cada pavimento.

Tabela 5.2 - Cargas provocadas pela ação do vento.

<b>Pavimento</b>	<b>Nível (m)</b>	<b><math>S_2</math></b>	<b><math>V_k(m/s)</math></b>	<b><math>q (kN/m^2)</math></b>
1	2,90	0,760	22,8	0,319
2	5,80	0,794	23,821	0,348
3	8,70	0,835	25,060	0,385
4	11,60	0,866	25,978	0,414
5	14,50	0,890	26,712	0,437
6	17,40	0,911	27,328	0,458
7	20,30	0,929	27,860	0,476
8	23,20	0,944	28,329	0,492
9	26,10	0,958	28,749	0,507
10	29,00	0,971	29,130	0,520
11	31,90	0,983	29,479	0,533
12	34,80	0,993	29,801	0,544
13	37,70	1,003	30,101	0,555
14	40,60	1,013	30,381	0,566

Fonte: Autor, 2022.

#### 5.2.4 Combinações de ações

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. A combinação das ações deve ser feita

de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos (ELU) e aos estados-limites de serviço (ELS) deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.

Com isto, foram utilizadas as seguintes combinações para a realização das análises:

ELU\_1: 1,4.(Peso Próprio) + 1,4.(Ações Permanentes) + 1,4.(Ações Variáveis)

ELU\_2: 1,4.(Peso Próprio) + 1,4.(Ações Permanentes) + 1,4.(Ações Variáveis) + 0,84.(Vento em X)

ELU\_3: 1,4.(Peso Próprio) + 1,4.(Ações Permanentes) + 1,4.(Ações Variáveis) + 0,84.(Vento em Y)

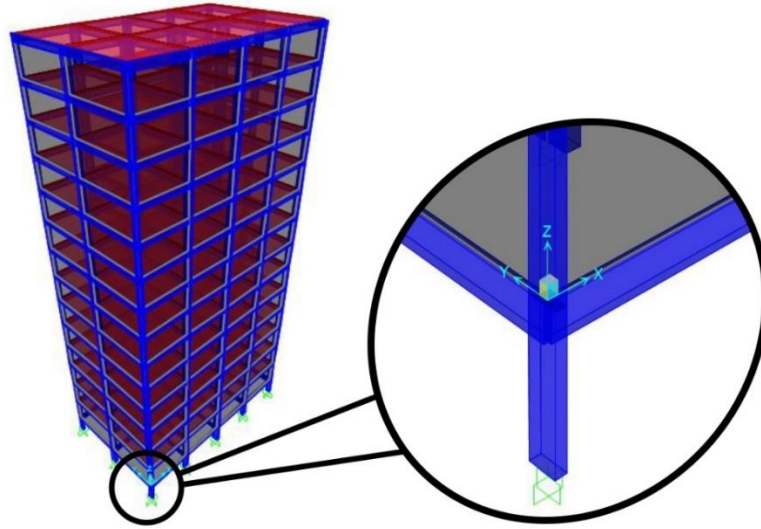
ELS: 1,0.(Peso Próprio) + 1,0.(Ações Permanentes) + 1,0.(Ações Variáveis)

### 5.3 Procedimentos e análise no SAP 2000

No SAP 2000 inicialmente deve-se definir os materiais dos elementos e suas dimensões, para então fazer a modelagem da superestrutura. Os pilares e as vigas foram introduzidos como elementos do tipo *frame* e as lajes como elementos do tipo *area shell* (casca), onde cada um desses elementos apresenta 6 graus de liberdade por nó. Os elementos de barra (*frame*) têm incorporada uma formulação que inclui os efeitos de flexão desviada, torção, deformação axial e por esforço transversal. Os objetos de área podem ser definidos no modelo com comportamento de membrana, de placa e *shell*.

São definidos, ainda, os tipos de carregamentos (permanente e variável), inserindo-os nos elementos estruturais. As cargas provenientes da alvenaria são aplicadas de modo distribuído nas vigas (*frame loads*), enquanto as cargas de revestimento e piso, e as sobrecargas são aplicadas nos elementos de área (*uniform to frame*). A forma de aplicação das cargas horizontais provocadas pela ação vento foi apresentada no item 5.2.3 deste trabalho. Para o modelo com as edificações suportadas por apoios fixos, foram aplicados engastes no apoio dos pilares, utilizando o comando de restrição de articulação *restraints*. A Figura 5.6 apresenta a edificação de 14 pavimentos no modelo convencional.

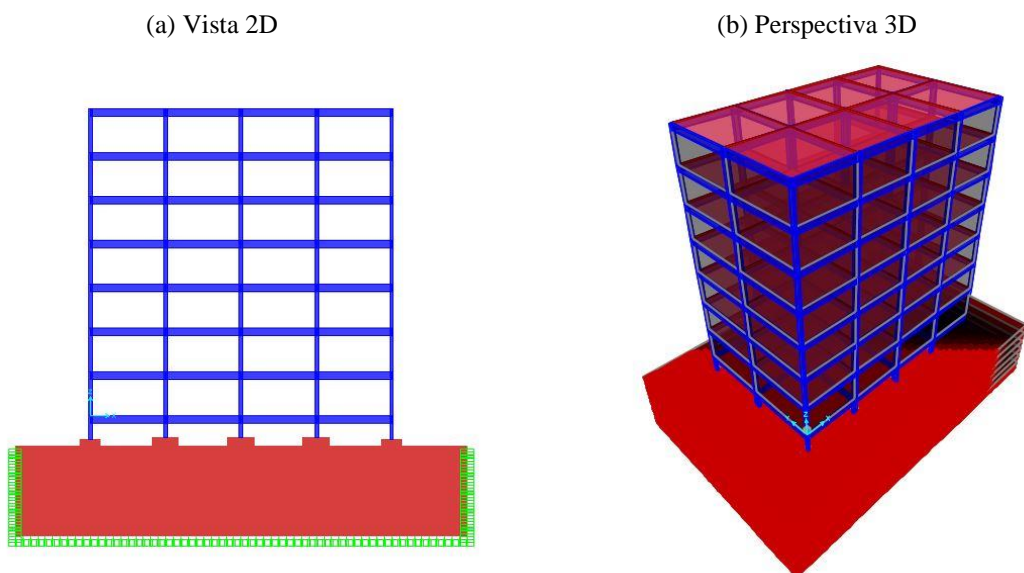
Figura 5.6 - Edificação de 14 pavimentos com apoios fixos.



Fonte: Autor, 2022.

Para a modelagem das edificações considerando a atuação da ISE, fez-se a representação do sistema integrado, com a modelagem da superestrutura, da fundação e do maciço de solo, conforme o Modelo 3, visto no item 4.3.3 do presente trabalho. As Figuras 5.7 e 5.8 apresentam as edificações de 7 e 14 pavimentos com o sistema integrado, respectivamente.

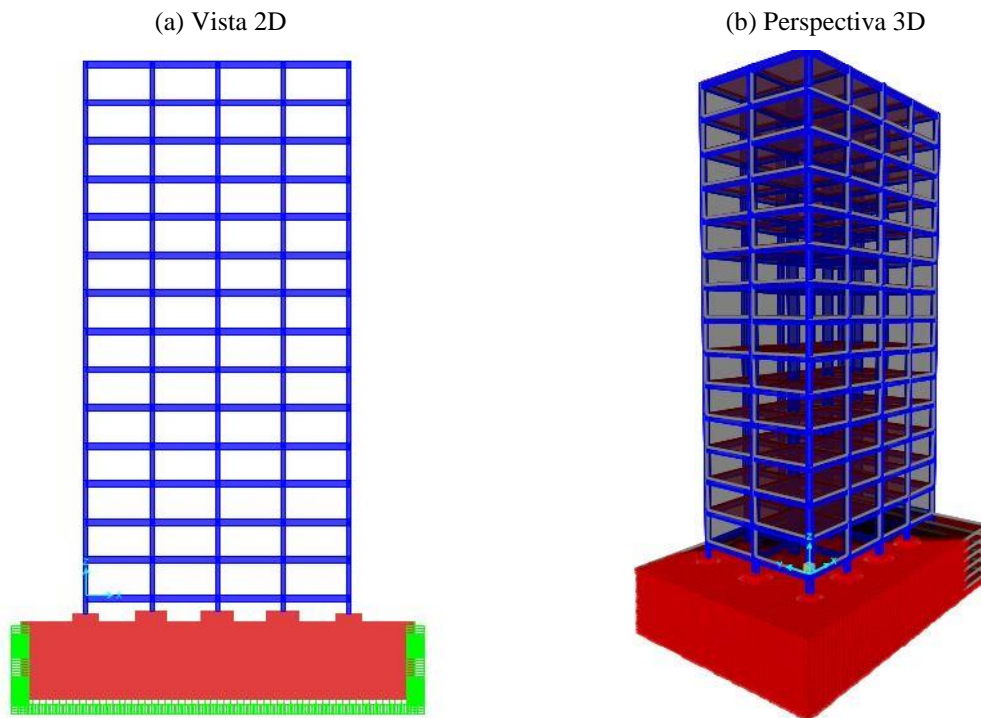
Figura 5.7 - Edificação de 7 pavimentos.



Fonte: Autor, 2022.



Figura 5.8 - Edificação de 14 pavimentos.

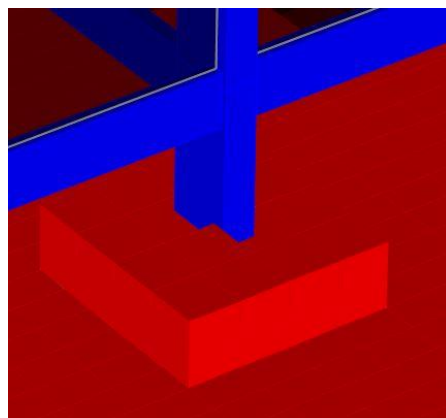


Fonte: Autor, 2022.

Para a modelagem das sapatas e do maciço do solo foram utilizados os elementos do tipo *solid*. Os elementos tipo *solid* são elementos finitos com oito nós que são usados para modelar sólidos tridimensionais, com base em uma formulação isoparamétrica.

As sapatas foram modeladas com as propriedades do material pertencentes ao concreto  $f_{ck} = 25$  MPa, o mesmo tipo de concreto utilizado para a superestrutura. Posteriormente, cada sapata foi dividida em 16 prismas retangulares, visando-se aumentar o refinamento das análises. A Figura 5.9 apresenta em detalhe uma das sapatas após a modelagem.

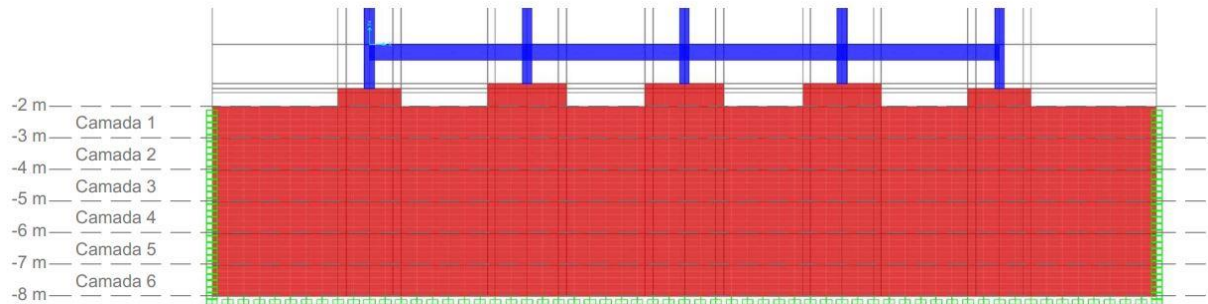
Figura 5.9 - Modelagem da sapata.



Fonte: Autor, 2022.

O solo foi simulado por meio de malhas de elementos finitos, resultado de múltiplas divisões dos elementos *solid*. Para tal, foi considerado um terreno de 20x30 m, com seis camadas homogêneas de 1 m de profundidade cada, indo da cota -2 m (cota de assentamento das sapatas) até o topo da cota -8 m (6 m de profundidade, no total), como ilustra a Figura 5.10.

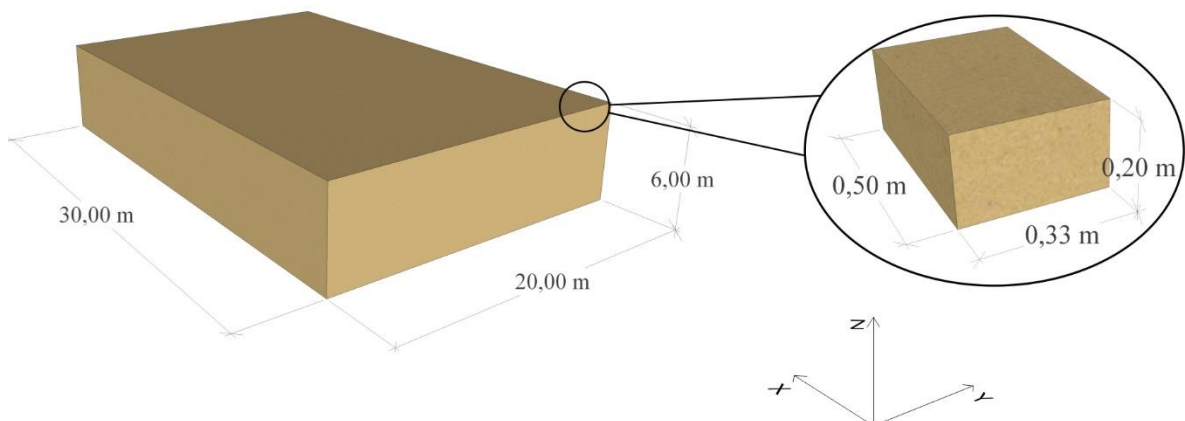
Figura 5.10 - Divisão do solo modelado em camadas.



Fonte: Autor, 2022.

Com o objetivo de aumentar o refinamento dos resultados, assim como nas sapatas, foram realizadas subdivisões dessa camada de solo em malhas, com 60 divisões em cada direção horizontal e 30 divisões na direção vertical, resultando em um total de 108 mil elementos sólidos. Desta forma, as malhas resultantes possuem formato cúbico (prismas retangulares), com suas dimensões sendo apresentadas na Figura 5.11. Por fim, nas extremidades das laterais e no fundo do solo, foram aplicados apoios fixos em todos os nós das malhas, para simular o maciço indeslocável, como pôde ser visualizado na Figura 5.10.

Figura 5.11 – Detalhe das malhas do solo.



Fonte: Autor, 2022.

Para realizar a simulação do solo, foi necessário inserir em cada camada, a partir dos laudos de sondagem, o peso específico  $\gamma$  do material dado pelas Tabelas 4.2 e 4.3, o módulo de deformabilidade do solo  $E_S$ , calculado pela Equação 3.4, e o coeficiente de Poisson  $\nu$  obtido pela Tabela 3.2. Com isto, foram obtidas as Tabelas 5.3 e 5.4 com os dados adotados para cada camada de solo argiloso e arenoso, respectivamente. Vale ressaltar que para o peso específico do solo arenoso dado pela Tabela 4.3, foram subtraídos os respectivos dados pelo peso específico da água (10 kN/m<sup>3</sup>), devido à saturação do solo.

Tabela 5.3 - Dados das camadas de solo argiloso.

Camada	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_S$ (MPa)	$\nu$
1	15	8 400	0,2
2	17	14 700	0,2
3	17	21 000	0,2
4	17	18 900	0,2
5	19	27 300	0,2
6	19	39 900	0,2

Fonte: Autor, 2022.

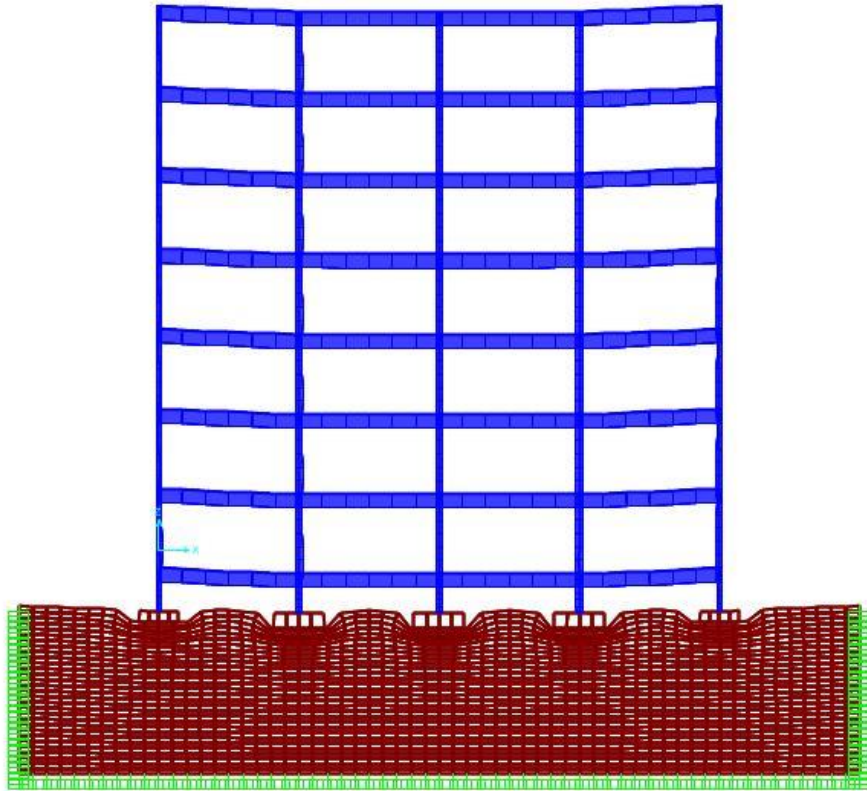
Tabela 5.4 - Dados das camadas de solo arenoso.

Camada	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_S$ (MPa)	$\nu$
1	10	27 000	0,4
2	11	62 100	0,4
3	11	110 700	0,4
4	11	156 600	0,4
5	11	64 800	0,4
6	11	40 500	0,4

Fonte: Autor, 2022.

Após o processamento das análises, tem-se na Figura 5.12 a deformação do sistema solo-estrutura (em escala não proporcional).

Figura 5.12 – Deformação do sistema solo-estrutura.



Fonte: Autor, 2022.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 6.1 Edificação de 7 pavimentos

#### 6.1.1 Cargas na fundação

A Tabela 6.1 apresenta um comparativo entre as reações de apoio nos modelos com apoios indeformáveis (sem ISE) e com os apoios deformáveis (com ISE). A sapata S1 refere-se à fundação do pilar P1, e assim sucessivamente. Para a análise das cargas na fundação foi utilizada a combinação de ação do Estado Limite de Serviço.

Tabela 6.1 - Cargas na fundação da edificação de 7 pavimentos.

Sapata	Carga S/ ISE (kN)	Carga C/ ISE – Solo Argiloso (kN)	Variação (%)	Carga C/ ISE – Solo Arenoso (kN)	Variação (%)
<b>S1</b>	571,84	640,18	11,95%	551,89	-3,49%
<b>S2</b>	1020,34	1071,74	5,04%	1091,02	6,93%
<b>S3</b>	1033,87	1092,05	5,63%	1099,46	6,34%
<b>S4</b>	1020,34	1071,62	5,03%	1091,04	6,93%
<b>S5</b>	571,84	640,07	11,93%	551,85	-3,50%
<b>S6</b>	1099,06	1090,06	-0,82%	1161,03	5,64%
<b>S7</b>	1903,29	1674,61	-12,01%	1707,49	-10,29%
<b>S8</b>	1861,60	1667,15	-10,45%	1718,79	-7,67%
<b>S9</b>	1903,29	1673,64	-12,07%	1707,49	-10,29%
<b>S10</b>	1099,06	1089,64	-0,86%	1161,05	5,64%
<b>S11</b>	571,84	638,23	11,61%	551,93	-3,48%
<b>S12</b>	1020,34	1061,75	4,06%	1090,98	6,92%
<b>S13</b>	1033,87	1083,10	4,76%	1099,44	6,34%
<b>S14</b>	1020,34	1069,86	4,85%	1090,98	6,92%
<b>S15</b>	571,84	639,30	11,80%	551,94	-3,48%

Fonte: Autor, 2020.

Pode-se notar que em ambas as tipologias de solo houve uma diminuição da carga nos apoios centrais (S7, S8 e S9) e um aumento de carga nos apoios de extremidade. Quanto aos apoios de canto (S1, S5, S11 e S15), foi observado um acréscimo de cargas no solo argiloso e uma redução nas reações no solo arenoso, provocada pela diferença de flexibilidade entre os solos. Logo, é evidenciado uma redistribuição dos esforços solicitantes nos apoios dos pilares

ao se considerar a ISE, apresentando variações mais acentuadas na edificação apoiada no solo argiloso, que possui uma menor tensão admissível e um menor módulo de elasticidade em relação ao solo arenoso.

Esta redistribuição de esforços, caracterizada por alívio nas solicitações dos pilares centrais e acréscimo de tensões nos pilares periféricos também foi observada nos trabalhos de Holanda Jr. (1998), Crespo (2004), Souza e Reis (2008) e Porto et al. (2021).

Segundo Holanda Jr. (1998), os pilares que tendem a sofrer maiores recalques cedem parte de suas cargas para os pilares vizinhos de menores recalques. Souza e Reis (2008) verificaram uma variação média de 28% nos esforços dos pilares analisados a partir da introdução da ISE nos pórticos analisados.

Essa redistribuição de esforços com redução de carga nos pilares centrais e acréscimo nos pilares periféricos não é regra, pois, isso acontece com maior frequência nas análises pelo fato dos pilares centrais serem os mais carregados em edifícios tradicionais. Contudo, há casos onde os pilares periféricos são mais carregados que os centrais, como na existência de grandes vãos em balanço (varandas, por exemplo), fazendo com que a redistribuição de esforços assuma uma forma diferente, como foi verificado no trabalho de Gonçalves (2004).

### 6.1.2 Recalques

A Tabela 6.2 apresenta o comparativo dos recalques calculados do modelo convencional para os modelos com a ISE. Para a estimativa dos recalques absolutos no solo argiloso, foi utilizado o método da camada semi-infinita, dado pela Equação 3.3, visto que o laudo de sondagem não traz a informação do maciço indeslocável do solo. Enquanto isso, para a estimativa dos deslocamentos verticais no solo arenoso, foi utilizado o método de Schmertmann, dado pela Equação 3.14.

Tabela 6.2 - Recalques absolutos estimados para a edificação de 7 pavimentos.

Sapata	Argila			Areia		
	Recalque S/ ISE (mm)	Recalque C/ ISE (mm)	Variação (%)	Recalque S/ ISE (mm)	Recalque C/ ISE (mm)	Variação (%)
<b>S1</b>	12,32	13,79	11,95%	17,56	16,76	-4,54%
<b>S2</b>	16,49	17,32	5,04%	14,29	15,61	9,20%
<b>S3</b>	16,71	17,65	5,63%	14,54	15,77	8,42%
<b>S4</b>	16,49	17,32	5,04%	14,29	15,61	9,20%

Sapata	Argila			Areia		
	Recalque S/ ISE (mm)	Recalque C/ ISE (mm)	Variação (%)	Recalque S/ ISE (mm)	Recalque C/ ISE (mm)	Variação (%)
<b>S5</b>	12,32	13,79	11,95%	17,56	16,76	-4,54%
<b>S6</b>	17,76	17,61	-0,86%	15,76	16,93	7,46%
<b>S7</b>	23,07	20,29	-12,01%	17,83	15,47	-13,23%
<b>S8</b>	22,56	20,20	-10,45%	17,33	15,61	-9,91%
<b>S9</b>	23,07	20,29	-12,01%	17,83	15,47	-13,23%
<b>S10</b>	17,76	17,61	-0,86%	15,76	16,93	7,46%
<b>S11</b>	12,32	13,79	11,95%	17,56	16,76	-4,54%
<b>S12</b>	16,49	17,32	5,04%	14,29	15,61	9,20%
<b>S13</b>	16,71	17,65	5,63%	14,54	15,77	8,42%
<b>S14</b>	16,49	17,32	5,04%	14,29	15,61	9,20%
<b>S15</b>	12,32	13,79	11,95%	17,56	16,76	-4,54%

Fonte: Autor, 2022.

Como o recalque é diretamente proporcional à tensão aplicada no solo, as variações dos recalques absolutos no comparativo dos modelos sem e com a consideração da ISE foram similares às variações visualizadas na Tabela 6.1, referente à variação das cargas nas fundações.

Diante dos resultados visualizados na Tabela 6.2, podem-se analisar os recalques diferenciais na edificação.

Para a edificação assentada em solo argiloso no modelo convencional, o maior recalque diferencial foi de 6,58 mm, representando uma distorção angular de  $1,096 \times 10^{-3}$  rad ( $0,063^\circ$ ), referente às sapatas S7 e S9 com as sapatas S2/S12 e S4/S14, respectivamente. No modelo considerando a ISE, este recalque diferencial ficou em 2,98 mm (redução em cerca de 55%), com uma distorção angular de  $4,966 \times 10^{-4}$  rad ( $0,028^\circ$ ). Para o modelo com a ISE, o maior recalque diferencial foi de 3,81 mm (5,44 mm no modelo sem a ISE), tendo uma distorção angular de  $6,350 \times 10^{-4}$  rad ( $0,036^\circ$ ), referente às sapatas S6 e S10 em relação às sapatas S1/S11 e S5/S15, respectivamente.

Para a edificação assentada em solo arenoso no modelo sem a consideração da ISE, o maior recalque diferencial foi visualizado entre as mesmas sapatas vista no caso do solo argiloso, sendo igual a 3,54 mm, representando uma distorção angular de  $5,900 \times 10^{-3}$  rad ( $0,034^\circ$ ). No modelo com a ISE, este recalque diferencial foi de 0,13 mm (redução de mais de

95%), com distorção angular de  $2,166 \times 10^{-5}$  rad ( $0,001^\circ$ ). O maior recalque diferencial obtido no modelo com a ISE foi de 1,46 mm (2,08 mm no modelo convencional), apresentando uma distorção angular de  $2,920 \times 10^{-4}$  rad ( $0,017^\circ$ ), referente às sapatas S6 e S10 em relação às sapatas S7 e S9, respectivamente.

Os recalques diferenciais da edificação de 7 pavimentos são apresentados no Apêndice A, nas Tabela A-1 e A-2.

Portanto, de modo similar à redistribuição de cargas visualizada nos elementos de fundação, foi possível também observar uma uniformização dos recalques absolutos, provocando uma redução nos recalques diferenciais e nas distorções angulares. Essa uniformização foi mais acentuada no solo arenoso, visto que foi o solo onde as sapatas de extremidade tiveram as maiores variações nos recalques ao considerar a ISE, as quais estavam provocando os maiores recalques diferenciais.

Essa suavização percebida na deformada de recalques a partir da redistribuição de cargas, ao considerar o modelo integrado solo-estrutura, também foi visualizada nos estudos de Borges (2009) e Antoniazzi (2011).

Como abordado por Colares (2006), a solidariedade entre os elementos estruturais a partir da consideração da ISE conferem ao edifício uma considerável rigidez e, como visto na Figura 2.2, o aumento da rigidez relativa estrutura-solo reduz os valores dos recalques, principalmente dos recalques diferenciais.

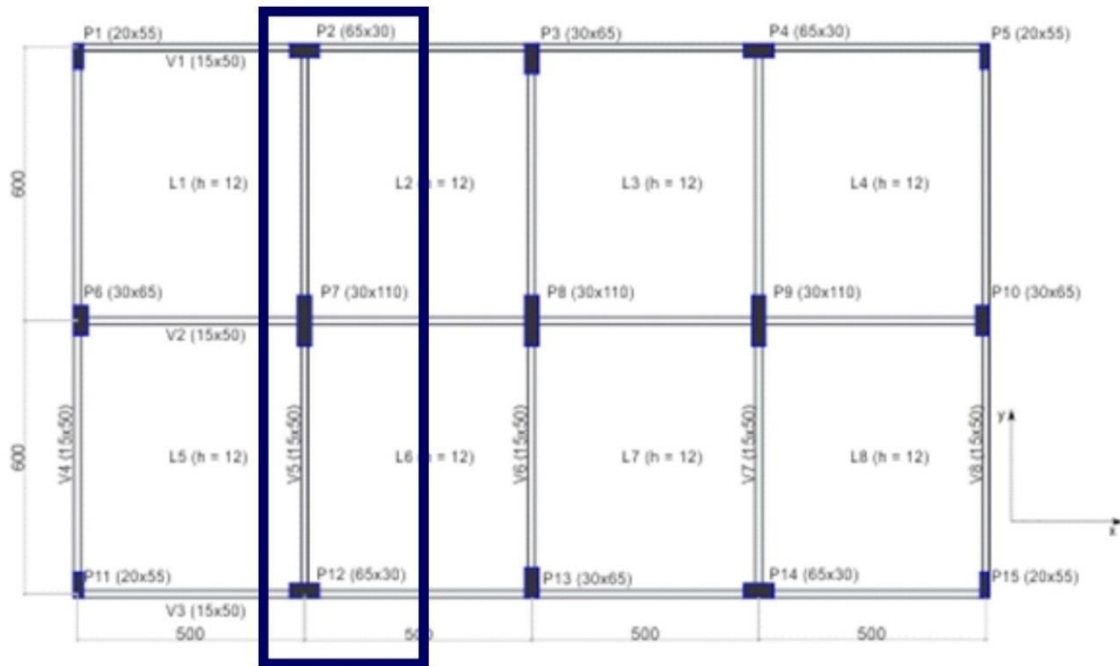
Segundo Iwamoto (2000), Antoniazzi (2011) e Mendes (2016), as cargas e os recalques tendem a decrescer nos pilares internos e aumentar nos pilares externos, ao se considerar a ISE na análise estrutural de edificações.

### 6.1.3 Momentos fletores

Para a realização da análise dos momentos fletores, foi considerado um pórtico plano formado pelos pilares P2, P7 e P12, ligados pela viga V5, conforme mostra a Figura 6.1. Durante o processamento dos resultados, foi observado que o pórtico em questão era o mais solicitado da edificação, justificando, assim, a sua escolha. Vale ressaltar que os esforços resultantes nos pilares P2 e P12 são iguais, devido à simetria da planta da edificação.



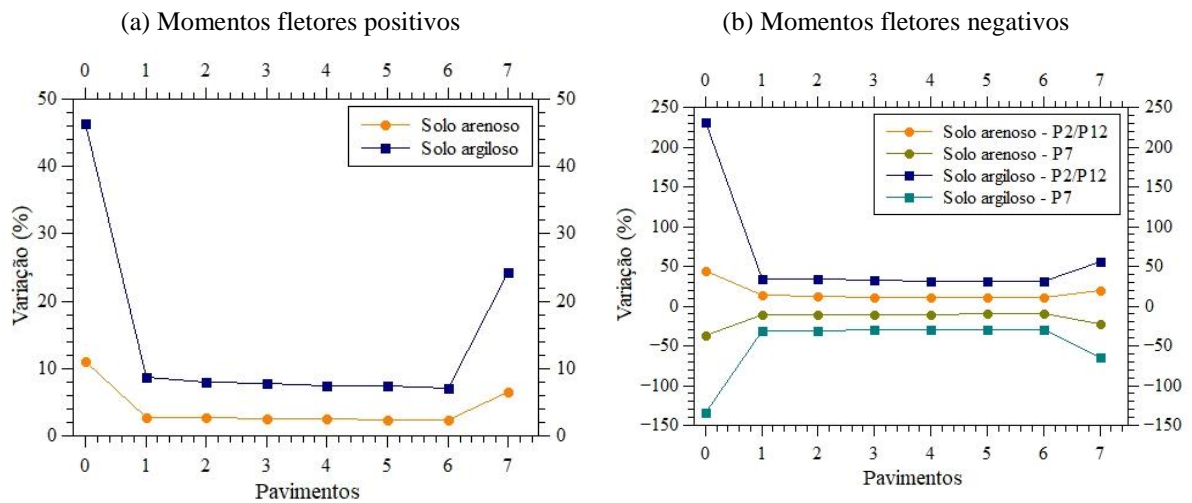
Figura 6.1 - Pórtico escolhido para análise dos momentos fletores.



Fonte: Autor, 2022.

A Figura 6.2 exibe o gráfico da variação dos momentos fletores máximos que atuam na viga V5, comparando o modelo com apoios rígidos e o modelo que considera a ISE nos solos argiloso e arenoso. Para os momentos negativos, foram analisados os esforços nos apoios de extremidade (P2 e P12) e no apoio central (P7), visto que apresentam momentos fletores diferentes.

Figura 6.2 - Variação dos momentos fletores na viga V5 em cada pavimento ao considerar a ISE no modelo da edificação de 7 pavimentos.



Fonte: Autor, 2022.

É possível notar que a viga baldrame apresentou as maiores variações, com essas divergências sendo reduzidas e se uniformizando nos pavimentos seguintes, com um ligeiro aumento no último pavimento. A edificação em solo argiloso compreendeu as maiores variações, como esperado, pois foi o modelo com a maior redistribuição de esforços na fundação.

Para os momentos fletores negativos, foi possível constatar um alívio nos esforços internos junto ao apoio central proporcional ao aumento verificado nos apoios de extremidade, com a variação dos resultados nos pilares P2/P12 se comportando de modo espelhado às variações no pilar P7. Essa redistribuição nos momentos assemelha-se ao observado nas variações das reações de apoio da fundação.

Gusmão Filho (1998) também observou essa redistribuição de momentos nas vigas, com as variações sendo mais acentuadas nos momentos presentes nos primeiros pavimentos.

Mendes (2016) comenta que em pontos com maiores deslocamentos verticais, o momento fletor diminui e em pontos onde o deslocamento vertical é menor, o momento fletor tende a aumentar.

Quanto aos momentos fletores nos pilares, as Figuras 6.3 e 6.4 apresentam os resultados encontrados nos pilares P2/P12 e P7, respectivamente.

Figura 6.3 - Momento fletor em x e y nos pilares P2/P12 da edificação de 7 pavimentos.

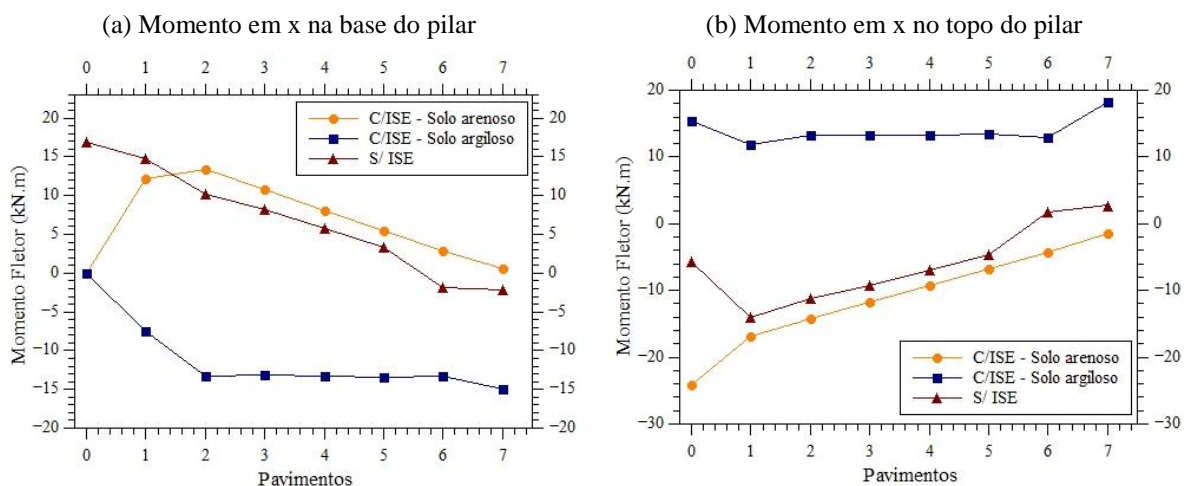
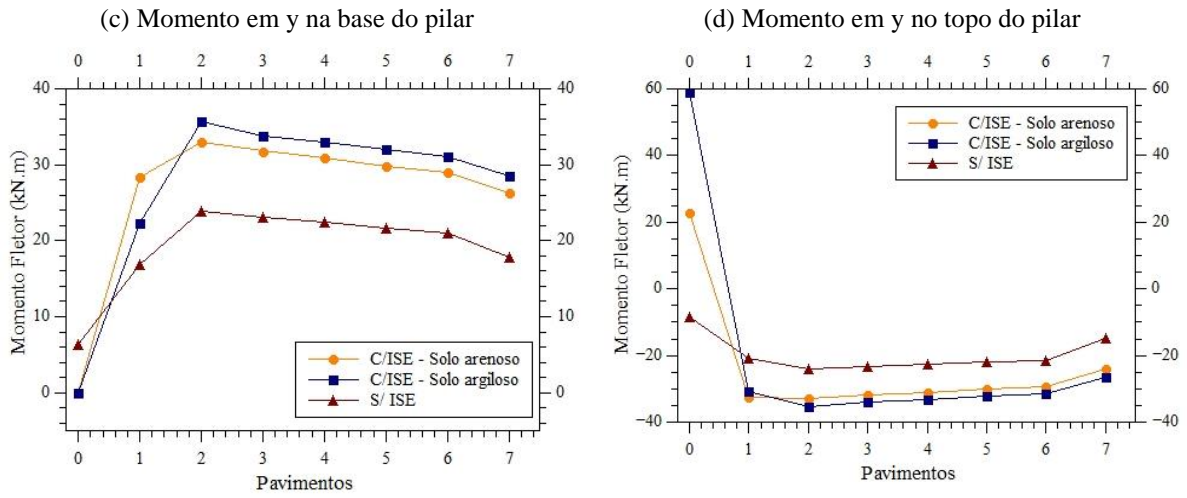
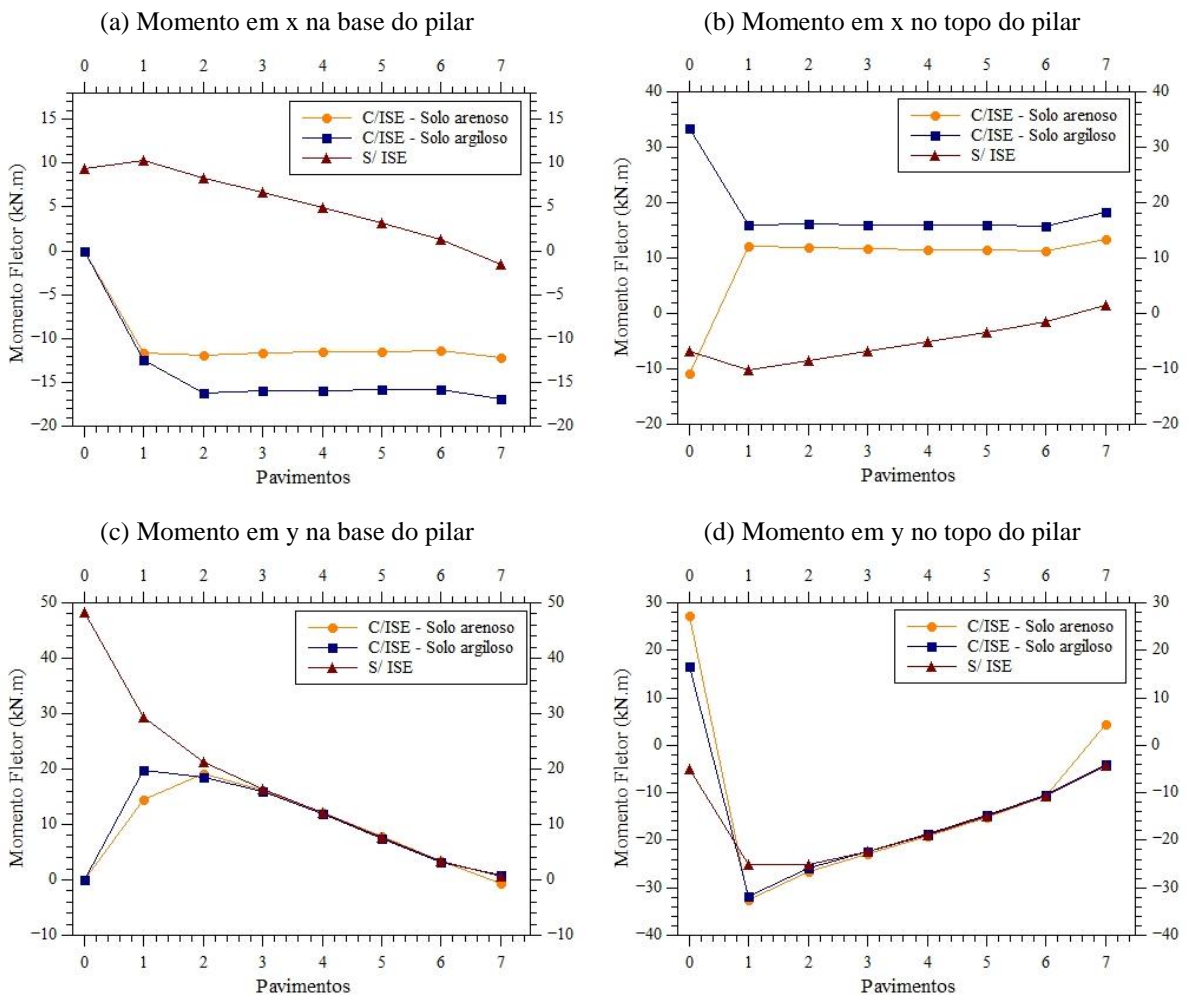


Figura 6.3 – Momento fletor em x e y nos pilares P2/P12 da edificação de 7 pavimentos.



Fonte: Autor, 2022.

Figura 6.4 - Momento fletor em x e y no pilar P7 da edificação de 7 pavimentos.



Fonte: Autor, 2022.

Foi observado que, para os modelos com ISE, os momentos fletores na base dos pilares no térreo são nulos, pois os apoios apresentaram comportamento flexível, sem absorver, portanto, momento fletor. Além disso, notou-se que as maiores variações de esforços ocorreram nos primeiros pavimentos, principalmente para a estrutura apoiada sobre o solo argiloso. Desta forma, é verificado que o efeito da interação é mais enfatizado nos pavimentos iniciais da edificação, como visualizado nos estudos de Ritter et al. (2020) e de Bahia, Cunha e Mota (2021).

As perturbações visualizadas no comportamento dos gráficos dos momentos fletores dos pilares e das vigas nos pavimentos inferiores, a partir da interação com o solo, também foi apresentada nos trabalhos de Holanda Jr. (1998) e Iwamoto (2000).

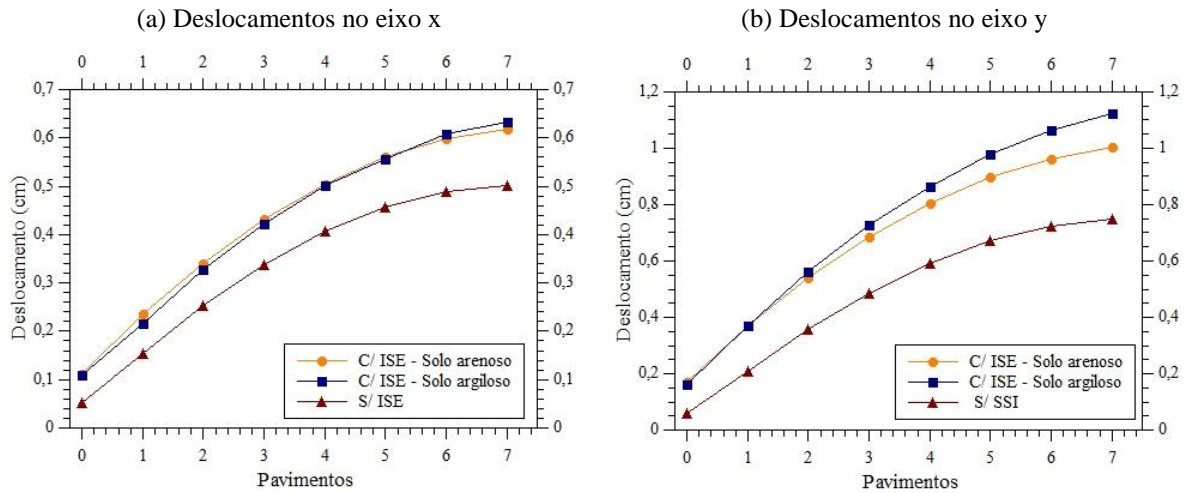
Também foi possível verificar inversões nos sinais dos momentos em alguns casos, como para o momento em x no pilar P7 em ambos os solos e para o momento em x nos pilares P2/P12 no solo argiloso. Tal inversão de momentos fletores nos pilares também foi relatada em diversos trabalhos, como o de Holanda Jr. (1998) e Antoniazzi (2011). Neste trabalho, verificou-se que tal inversão ocorreu devido à variação da combinação de ações mais desfavorável. No modelo sem ISE, a combinação de ações mais desfavorável para os momentos máximos em x foi a ELU\_2, que considera os efeitos da ação do vento em x, enquanto nos modelos com ISE, a combinação de ações mais desfavorável tornou-se a ELU\_3, com a consideração dos efeitos da ação do vento em y.

#### 6.1.4 Deslocamentos horizontais

A Figura 6.5 ilustra os deslocamentos horizontais encontrados para o modelo convencional e para os modelos em que a ISE foi considerada. De modo similar aos resultados dos esforços internos, as maiores variações percentuais de deslocamentos foram verificadas nos pavimentos próximos à fundação, principalmente para deslocamentos no eixo y, o qual caracteriza o eixo da edificação com menor rigidez. Em relação aos valores absolutos, os maiores aumentos foram observados nos deslocamentos do último pavimento.

Acerca da tipologia do solo, o modelo assentado em solo argiloso foi o que apresentou, de forma discreta, os maiores aumentos nos deslocamentos horizontais.

Figura 6.5 - Deslocamentos horizontais na edificação de 7 pavimentos.



Fonte: Autor, 2022.

O aumento dos deslocamentos horizontais pode provocar um aumento da sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem, pela redução da rigidez e da frequência fundamental, com uma consequente perda de reserva de resistência, como nos resultados obtidos por Borges (2009).

Mendes (2016) e Guimarães (2018) observaram que quanto menor a rigidez dos apoios, maior é a variação obtida nos deslocamentos, visto que em seus modelos, os deslocamentos horizontais variaram mais nos edifícios com sapatas do que nos modelos com estacas, pois, para sapatas os recalques dos apoios foram maiores do que para as estacas.

Segundo Alves e Feitosa (2020), a consideração do efeito da interação solo-estrutura torna a estrutura mais flexível, podendo aumentar o parâmetro  $\gamma_z$  de tal forma que se faça necessário um superdimensionamento da superestrutura ou até mesmo uma mudança geral na concepção estrutural inicialmente proposta.

## 6.2 Edificação de 14 pavimentos

### 6.2.1 Cargas na fundação

Na Tabela 6.3 é apresentada a comparação entre as reações de apoio nos modelos com apoios fixos e com apoios flexíveis para o edifício de 14 pavimentos.

Tabela 6.3 - Cargas na fundação da edificação de 14 pavimentos.

<b>Sapata</b>	<b>Carga S/ ISE (kN)</b>	<b>Carga C/ ISE – Solo Argiloso (kN)</b>	<b>Variação (%)</b>	<b>Carga C/ ISE – Solo Arenoso (kN)</b>	<b>Variação (%)</b>
<b>S1</b>	1224,67	1533,62	25,23%	1424,01	16,28%
<b>S2</b>	2190,11	2300,14	5,02%	2170,11	-0,91%
<b>S3</b>	2192,9	2325,97	6,07%	2221,32	1,30%
<b>S4</b>	2190,11	2300,14	5,02%	2170,11	-0,91%
<b>S5</b>	1224,67	1533,51	25,22%	1424,01	16,28%
<b>S6</b>	2253,31	2292,07	1,72%	2173,61	-3,54%
<b>S7</b>	3900,5	3241,52	-16,89%	3660,21	-6,16%
<b>S8</b>	3869,19	3118,38	-19,40%	3688,09	-4,68%
<b>S9</b>	3900,5	3241,52	-16,89%	3660,21	-6,16%
<b>S10</b>	2253,31	2292,07	1,72%	2173,61	-3,54%
<b>S11</b>	1224,67	1487,32	21,45%	1424,01	16,28%
<b>S12</b>	2190,11	2321,66	6,01%	2170,11	-0,91%
<b>S13</b>	2192,9	2336,81	6,56%	2221,32	1,30%
<b>S14</b>	2190,11	2321,66	6,01%	2170,11	-0,91%
<b>S15</b>	1224,67	1487,32	21,45%	1424,01	16,28%

Fonte: Autor, 2022.

Neste caso, para ambos os solos, foram verificadas maiores variações nos apoios centrais e nos apoios de canto, com acréscimo das solicitações nos apoios de canto e redução nos apoios centrais. Como mencionado anteriormente, isso ocorre devido à uma solidarização da estrutura, onde os pilares internos, por sofrerem os maiores recalques, cedem parte de suas solicitações para os pilares externos. Similarmente ao que foi visto na edificação de 7 pavimentos, o modelo apoiado em solo argiloso apresentou uma redistribuição de esforços mais acentuada ao considerar a ISE.

No modelo apoiado em solo arenoso, diferentemente do visualizado para a edificação de 7 pavimentos, houve um acréscimo de cargas nos pilares de canto. Isto ocorre devido ao aumento da seção dos pilares na edificação de 14 pavimentos, aumentando sua inércia e, conseqüentemente, a sua rigidez, permitindo-os absorver maiores esforços internos.

### 6.2.2 Recalques

A Tabela 6.4 traz o comparativo dos recalques calculados do modelo sem ISE para os modelos com a ISE. Para a estimativa dos recalques, foram utilizados os mesmos métodos vistos para a edificação de 7 pavimentos.

Tabela 6.4 - Recalques estimados para a edificação de 14 pavimentos.

Sapata	Argila			Areia		
	Recalque S/ ISE (mm)	Recalque C/ ISE (mm)	Variação (%)	Recalque S/ ISE (mm)	Recalque C/ ISE (mm)	Variação (%)
<b>S1</b>	16,96	21,24	25,23%	10,98	12,95	17,96%
<b>S2</b>	24,98	26,24	5,02%	11,85	11,73	-1,01%
<b>S3</b>	25,01	26,53	6,07%	11,87	12,04	1,43%
<b>S4</b>	24,98	26,24	5,02%	11,85	11,73	-1,01%
<b>S5</b>	16,96	21,24	25,23%	10,98	12,95	17,96%
<b>S6</b>	25,70	26,14	1,72%	12,23	11,75	-3,89%
<b>S7</b>	31,51	26,19	-16,89%	21,26	19,58	-7,91%
<b>S8</b>	31,26	25,19	-19,40%	21,04	19,77	-6,02%
<b>S9</b>	31,51	26,19	-16,89%	21,26	19,58	-7,91%
<b>S10</b>	25,70	26,14	1,72%	12,23	11,75	-3,89%
<b>S11</b>	16,96	21,24	25,23%	10,98	12,95	17,96%
<b>S12</b>	24,98	26,24	5,02%	11,85	11,73	-1,01%
<b>S13</b>	25,01	26,53	6,07%	11,87	12,04	1,43%
<b>S14</b>	24,98	26,24	5,02%	11,85	11,73	-1,01%
<b>S15</b>	16,96	21,24	25,23%	10,98	12,95	17,96%

Fonte: Autor, 2022.

Como observado na edificação de 7 pavimentos, as variações dos recalques seguem a tendência da redistribuição de cargas nas fundações. No modelo apoiado em solo argiloso, com a aplicação da ISE, foi notado que as sapatas de extremidade apresentaram recalques absolutos maiores do que das sapatas centrais (que possuem as maiores cargas), o que é explicado pelo fato da área da sapata também influenciar na estimativa dos recalques. A partir dos dados presentes na Tabela 6.4, pode-se analisar os recalques diferenciais na edificação.

Na edificação assentada em solo argiloso no modelo convencional, o maior recalque diferencial foi de 8,74 mm, representando uma distorção angular de  $1,456 \times 10^{-3}$  rad ( $0,083^\circ$ ), referente às sapatas S6 e S10 em relação às sapatas S1/S11 e S5/S15, respectivamente. No modelo considerando a ISE, este recalque diferencial ficou em 4,90 mm (redução em cerca de 45%), com uma distorção angular de  $8,166 \times 10^{-4}$  rad ( $0,047^\circ$ ). Para o modelo com a ISE, o maior recalque diferencial foi de 4,99 mm (8,02 mm no modelo sem a ISE), tendo uma distorção angular de  $8,316 \times 10^{-4}$  rad ( $0,047^\circ$ ), referente às sapatas S1, S5, S11 e S15 em relação às sapatas S2, S4, S12 e S14, respectivamente.

Enquanto isso, para a edificação assentada em solo arenoso no modelo sem a consideração da ISE, o maior recalque diferencial obtido foi de 9,40 mm, representando uma distorção angular de  $1,566 \times 10^{-3}$  rad ( $0,089^\circ$ ), para as sapatas S7 e S9 em relação às sapatas S2/S12 e S4/S14, respectivamente. No modelo com a ISE, este recalque diferencial foi de 7,84 mm (redução de cerca de 17%), com distorção angular de  $1,306 \times 10^{-3}$  rad ( $0,075^\circ$ ), e representou também o maior recalque diferencial obtido no modelo com a ISE.

Os recalques diferenciais da edificação de 14 pavimentos são apresentados no Apêndice A, nas Tabela A-3 e A-4.

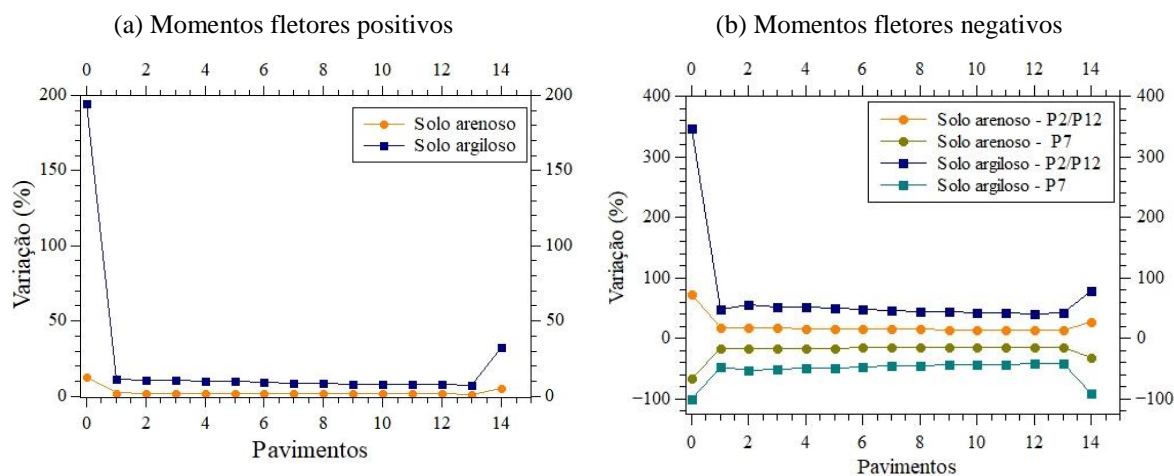
Consequentemente, assim como foi visualizado anteriormente na edificação de 7 pavimentos, houve uma uniformização dos recalques estimados. Porém, esta uniformização foi mais acentuada no solo argiloso, divergindo do visualizado na edificação menor. Isto é justificado pelo fato de que, para este caso, as sapatas apoiadas no solo argiloso sofreram as maiores variações nos recalques a partir da consideração da ISE.

### 6.2.3 Momentos fletores

Analogamente à análise do edifício de 7 pavimentos, a avaliação dos momentos fletores foi realizada considerando um pórtico plano formado pelos pilares P2, P7 e P12, ligados pela viga V5, conforme apresentado na Figura 6.1. A Figura 6.6 mostra o gráfico da variação de momentos fletores máximos atuantes na viga V5, considerando o modelo com apoios fixos e o modelo que considera a ISE nos solos argiloso e arenoso.



Figura 6.6 - Variação dos momentos fletores na viga V5 em cada pavimento ao considerar a ISE no modelo da edificação de 14 pavimentos.



Fonte: Autor, 2022.

Para a edificação de 14 pavimentos, foi constatado um comportamento semelhante ao gráfico do edifício de 7 pavimentos, com as variações mais evidentes presentes na viga baldrame e tendo uma uniformização nos pavimentos seguintes, com um breve aumento no último pavimento. Observou-se também um alívio dos esforços no apoio central, com um aumento proporcional de solicitações nos apoios de extremidade.

Houve um aumento nas variações analisadas no edifício de 14 pavimentos em relação aos modelos com 7 pavimentos, devido ao aumento da rigidez da estrutura, principalmente nos membros próximos à fundação.

O alto pico de variação, visualizado no momento positivo da viga baldrame da edificação sobre solo argiloso, ocorreu porque o momento positivo máximo foi verificado próximo ao apoio central, e não circunjacente ao centro do vão entre o apoio central e os apoios das extremidades como costuma acontecer. Essa inversão de momento fletor na viga, com o momento passando de negativo para positivo no apoio central, também foi visualizado no trabalho de Gusmão Filho (1998), sendo justificada pela presença dos esforços adicionais devido ao deslocamento dos nós, especialmente nos primeiros pavimentos, onde se concentram os efeitos da ISE.

Vale ressaltar que o modelo em solo argiloso novamente apresentou as maiores variações.

As Figuras 6.7 e 6.8 exibem os momentos fletores nos pilares P2/P12 e P7, respectivamente.

Figura 6.7 - Momento fletor em x e y nos pilares P2/P12 da edificação de 14 pavimentos.

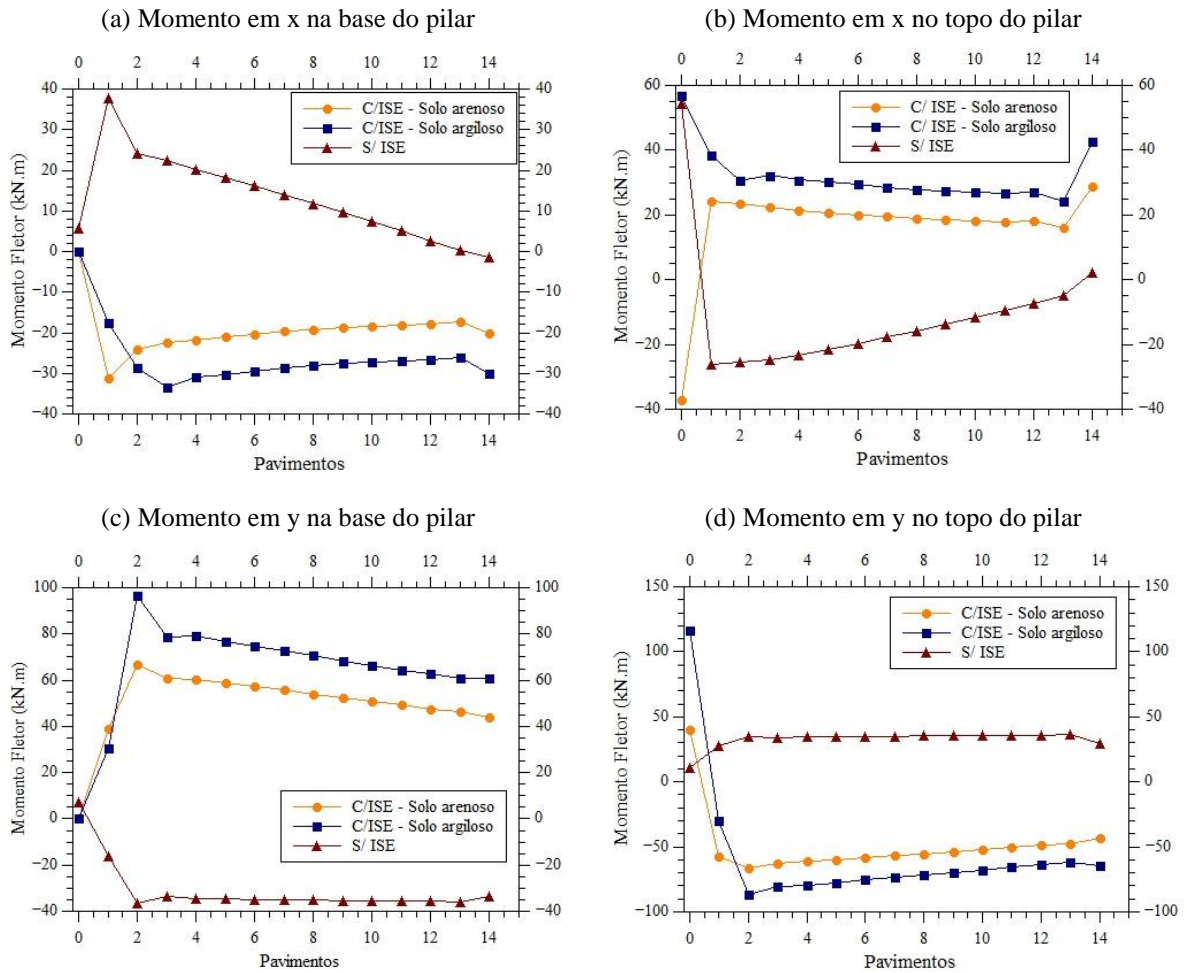


Figura 6.8 - Momento fletor em x e y no pilar P7 da edificação de 14 pavimentos.

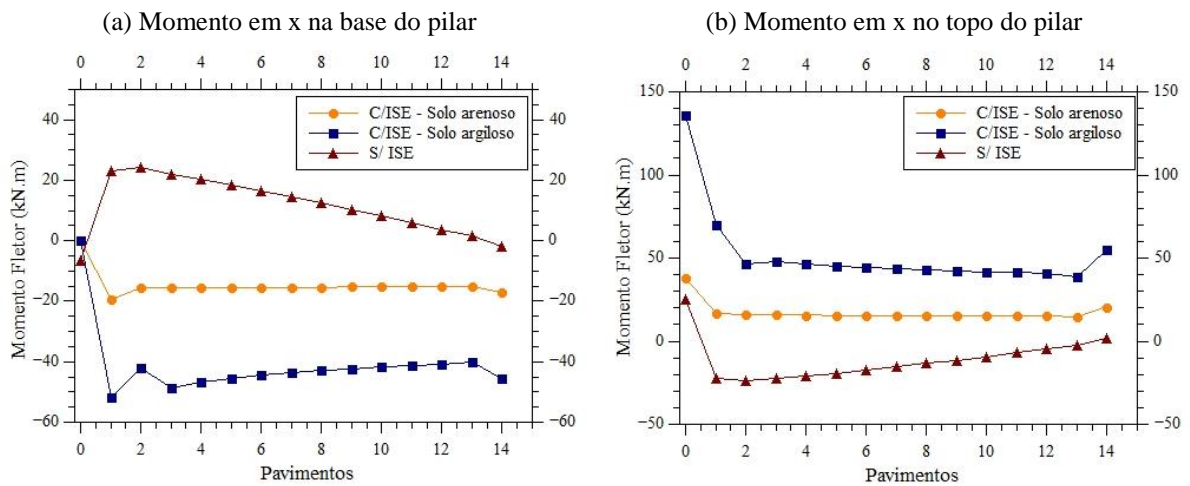
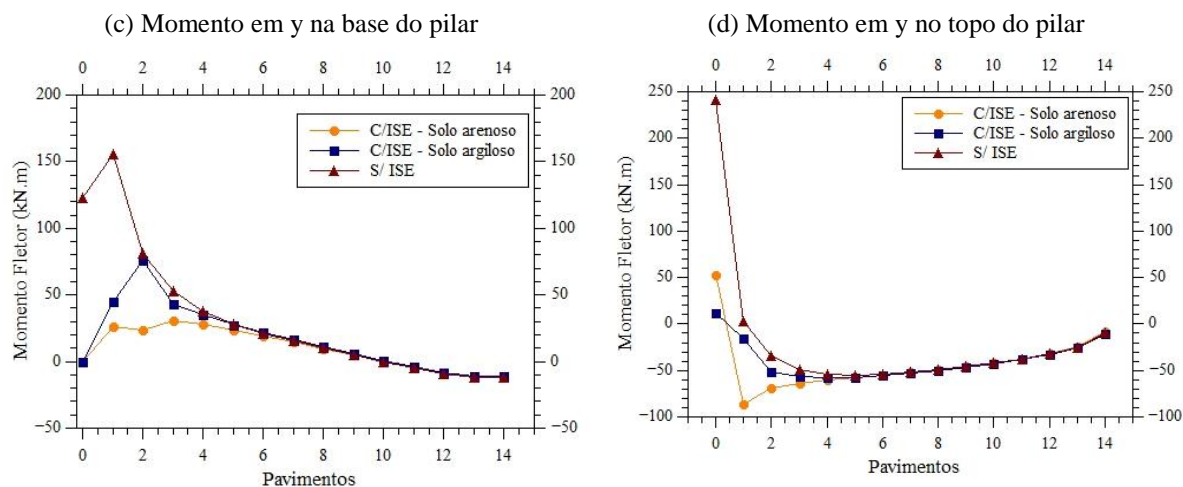


Figura 6.9 - Momento fletor em x e y no pilar P7 da edificação de 14 pavimentos.



Fonte: Autor, 2022.

Foi observado que as maiores variações dos momentos fletores também ocorreram nos pavimentos próximos à fundação e que a edificação assentada no solo argiloso apresentou as maiores variações.

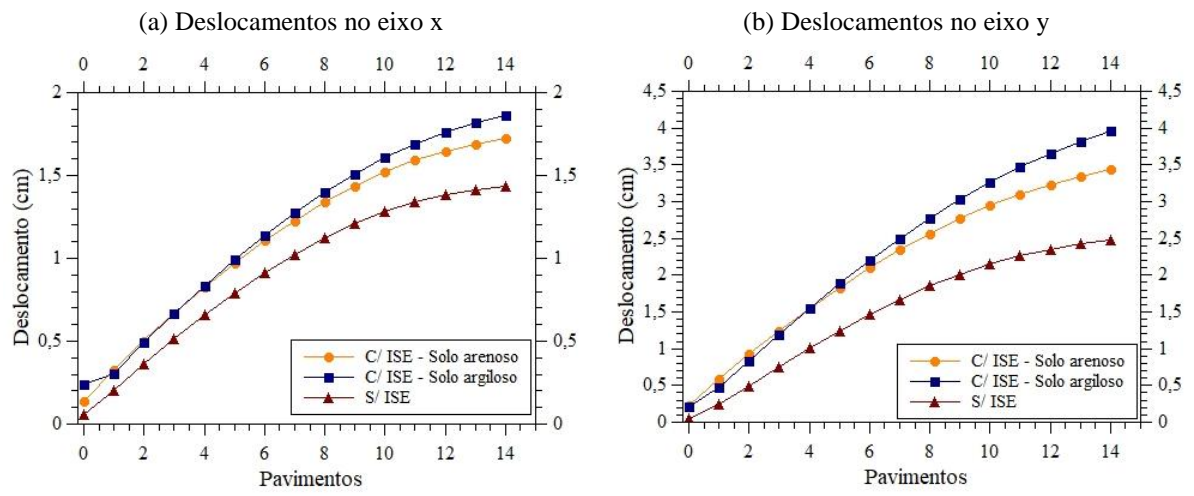
Também foi possível verificar inversões nos sinais dos momentos em x em ambos os solos e dos momentos em y nos pilares de extremidade. Assim como no edifício de 7 pavimentos, essa inversão é explicada pela mudança na combinação de ações mais desfavorável, com a combinação mais desfavorável para o modelo convencional sendo a que considera os efeitos da ação do vento em x, e passando a ser a combinação com a ação do vento em y para os modelos com ISE.

### 6.2.3 Deslocamentos horizontais

A Figura 6.9 mostra os deslocamentos horizontais verificados para o modelo convencional e para os modelos onde foi considerada a ISE. De forma semelhante ao visualizado no edifício de 7 pavimentos, os deslocamentos no eixo y apresentaram as maiores variações e a edificação assentada em solo argiloso teve os maiores aumentos nos deslocamentos horizontais.

Outro fato comum observado para as edificações de 7 e 14 pavimentos foram as variações nos deslocamentos horizontais dos primeiros pavimentos, que apresentaram os maiores aumentos percentuais, e no último pavimento, que apresentaram os maiores aumentos em valores absolutos.

Figura 6.10 - Deslocamentos horizontais na edificação de 14 pavimentos.



## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio da revisão bibliográfica e dos exemplos numéricos apresentados neste trabalho, foram evidenciados os efeitos da interação solo-estrutura durante a modelagem e análise estrutural, observando a redistribuição dos esforços solicitantes na estrutura, o que pode acarretar em mudanças significativas no dimensionamento das peças estruturais.

Ao comparar os modelos convencionais (apoios fixos) com os modelos com ISE (apoios deformáveis), foi possível notar uma colaboração entre os elementos estruturais, havendo um alívio de solicitações nos pilares internos e um aumento nos pilares externos. Isso fez com que o momento fletor negativo nos apoios de extremidade da viga analisada aumentasse, de forma proporcional à redução do momento fletor negativo no apoio central. Este fato ocorre devido a uma tendência de diminuição dos recalques diferenciais com a consideração da ISE. Deste modo, os pilares internos, que são submetidos a altas solicitações, redistribuem parte de suas cargas para os pilares de extremidade e de canto.

A variação das cargas nos apoios da fundação gerou, conseqüentemente, uma redistribuição dos recalques, acarretando numa uniformização dos deslocamentos, reduzindo, portanto, os recalques diferenciais e as distorções angulares. Com isto, a estrutura tende a se tornar menos suscetível ao surgimento de manifestações patológicas provenientes da movimentação da fundação.

Para todas as análises realizadas neste trabalho, as maiores variações foram encontradas nos pavimentos próximos à fundação, devido à diminuição da rigidez desses pavimentos quando os apoios da estrutura se tornam flexíveis. Em algumas verificações, também foi possível visualizar nos gráficos comparativos um leve aumento percentual no último pavimento, ocasionado pela redução das cargas atuantes em seus elementos estruturais, resultando em valores mais sensíveis às variações percentuais neste pavimento.

Contudo, outro fator importante observado refere-se à inversão do sinal de alguns momentos fletores nos pilares estudados, decorrente da alteração da combinação de cargas mais desfavorável nesses elementos, sendo a combinação com a ação do vento a responsável por provocar as maiores solicitações em determinado lado da edificação. Assim, foi possível constatar que as cargas horizontais, como o vento, podem influenciar diretamente na análise da interação solo-estrutura.

Em relação à influência do número de pavimentos, notou-se que as variações de esforços nos edifícios de 7 e 14 pavimentos seguiram comportamento semelhante. As discrepâncias nas comparações foram mais acentuadas no edifício de 14 pavimentos, por apresentar maiores cargas atuantes e, conseqüentemente, maiores recalques.

Quanto à tipologia do solo, a redistribuição de tensões foi mais expressiva para os modelos apoiados em solo argiloso. Isso se explica pelo fato deste solo apresentar valores de tensão admissível e módulo de elasticidade menores em comparação ao solo arenoso analisado, tornando-o um solo menos resistente e mais flexível, provocando assim, maiores recalques.

Por fim, é possível concluir que ao negligenciar a interação entre o solo e a estrutura, a análise estrutural torna-se suscetível a resultados menos realistas, o que pode levar ao dimensionamento equivocado dos elementos estruturais.

Portanto, fica evidente a necessidade de se considerar a deformabilidade do solo na análise estrutural, mesmo em edificações que não possuam as especificidades ou não ultrapassem os limites normativos que tornam obrigatório a análise da ISE. Dessa maneira, a interação solo-estrutura permite a realização de modelos que simulam o comportamento da estrutura de forma mais próxima da realidade, proporcionando análises mais seguras e otimizadas.

### **7.1 Sugestões para trabalhos futuros**

Tendo sido explanadas as considerações finais, são feitas as seguintes sugestões para trabalhos futuros, com o intuito de obter resultados mais realistas e refinados, e aumentar a abrangência do estudo, produzindo assim uma análise mais completa.

- Considerar a influência do processo construtivo na modelagem e análise da ISE;
- Analisar a ISE em edificações com formatos distintos de planta baixa;
- Analisar a ISE com o auxílio dos softwares ABAQUS ou ANSYS, visando a obtenção de análises e resultados mais refinados;
- Analisar a ISE em diferentes tipos de obras, como obras de infraestrutura: pontes, túneis e rodovias;
- Aplicar a confiabilidade estrutural na análise da ISE;
- Analisar a ISE sob a ação de eventos sísmicos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALDAIKH, H.; ALEXANDER, N. A.; IBRAIM, E.; ODDBJORNSSON, O. Two dimensional numerical and experimental models for the study of structure–soil–structure interaction involving three buildings. **Computers & Structures**, v. 150, p. 79-91, 2015.

ALDAIKH, H.; ALEXANDER, N. A.; IBRAIM, E.; KNAPPETT, J. Shake table testing of the dynamic interaction between two and three adjacent buildings (SSSI). **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 89, p. 219-232, 2016.

ALVA, G. M. S. Notas de aula – Projeto estrutural de sapatas. EEC 1008 – Estruturas de concreto. **Departamento de Estruturas e Construção Civil**. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria, 2007.

ALVA, G. M. S. Notas de aula – Pré-dimensionamento da estrutura. EEC 1008 – Estruturas de concreto. **Departamento de Estruturas e Construção Civil**. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria, 2014.

ALVES, E. C.; FEITOSA, L. A. Análise da estabilidade global de edifícios altos em lajes lisas considerando a interação solo-estrutura. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, p. 183-199, 2020.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundações superficiais**. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2011.

ANTONOPOULOS, C.; TUBALDI, E.; CARBONARI, S.; GARA, F.; DEZI, F.. Dynamic behavior of soil-foundation-structure systems subjected to scour. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 152, 2022.

AOKI, N. Modelo simples de transferência de carga de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão. **Anais do Ciclo de Palestras sobre Fundações**. ABMS-NRNE, Recife, p. 79-95, 1987.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. Notas de aula disciplina SGS – 404 Fundações. **Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia**, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 16055: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos**. Rio de Janeiro, 2012.

BAHIA, G. de A. D.; CUNHA, R. P. da; MOTA, N. M. B. Desempenho de edifícios altos com emprego da interação solo-estrutura. **PARC Pesquisa em Arquitetura e Construção**, Campinas, SP, v. 12, p. e021005, 2021.

BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura**. Tese de concurso para professor Titular do Departamento de Construção Civil do Setor de Geomecânica da EEUFRRJ, Rio de Janeiro, 1986.

BARROS, R. A. **Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalques**. 118f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual do Norte Fluminense - UENF, Campos dos Goytacazes, RJ, 2005.

BASTOS, P. S. dos S. Notas de aula – Sapatas de Fundação. Estruturas de Concreto III. **Departamento de Engenharia Civil**. Universidade Estadual Paulista – UNESP, Bauru, SP, 2019.

BEZIH, K.; KALLA, M.; CHATEAUNEUF, A.; BACONNET, C. Effect of soil-structure interaction of the reliability of reinforced concrete bridges. **Aim Shams Engineering Journal**, v. 6, n. 3, p. 755-766, 2015.

BIGARELLA, B. G. **Análise da interação solo-estrutura em fundações superficiais com e sem a consideração do efeito de vizinhança através da integração Excel–SAP2000**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS, 2021.

BJERRUM, L. Interaction between structure and soil. **European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Wiesbaden: ESCMFE, p. 135-137, 1963.

BORGES, A. C. L. **Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009.

BREYSSE, D.; NIANDOU, H.; ELACHACHI, S.; HOUY, L. A generic approach to soil–structure interaction considering the effects of soil heterogeneity. **Géotechnique**, v. 55, n. 2, p. 143-150, 2005.

BROWN, P. T.; YU, S. K. R. Load sequence and structure-foundation interaction. **Journal of Structural Engineering**, v. 112, n. 3, p. 481-488, 1986.

BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. Behavior of Foundations and Structures. **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 2, p. 495-546, Tokyo, 1977.

CAMARGO, F. E. **Estados limites de fundações considerando a resposta da superestrutura**. 148f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2002.

CHAMECKI, Samuel. Structural rigidity in calculating settlements. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 82, n. 1, p. 865-1-865-20, 1956.



CHAMECKI, S. Calcul des tassements progressifs des foundations en tenant compte de l'interaction des structures et du sol. **Annales de ITBTP**, n° 261, 1969.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos, SP, 2006.

COSTA NUNES, A. J. **Curso de Mecânica dos Solos e Fundações**. Editora Globo, p. 314, 1956.

CRESPO, V. A. de S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, Campos dos Goytacazes, 2004.

DUTTA, S. C.; BHATTACHARYA, K.; ROY, R. Response of low-rise buildings under seismic ground excitation incorporating soil-structure interaction. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 24, n. 12, p. 893-914, 2004.

FAGUNDES, R. M. C. **Análise incremental construtiva em estruturas de aço considerando a interação solo-estrutura**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS, 2017.

FARIAS, R. da S. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto com a incorporação da interação solo-estrutura e das ações evolutivas**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos, SP, 2018.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, I. Interação solo-estrutura em edifícios altos. **Anais, X COBRAMSEG**, v. 1, pp. 239-246, 1994.

FRANÇOIS, S.; SCHEVENELS, M.; GALVÍN, P.; LOMBAERT, G.; DEGRANDE, G. A 2.5D coupled FE-BE methodology for the dynamic interaction between longitudinally invariant structures and a layered halfspace. **Comput Methods Appl Mech Engrg**, v. 199, p. 1536-1548, 2010.

GALVÍN, P.; FRANÇOIS, S.; SCHEVENELS, M.; BONGINI, E.; DEGRANDE, G.; LOMBAERT, G. A 2.5D coupled FE-BE model for the prediction of railway induced vibrations. **Soil Dyn Earthq Eng**, v. 30, n. 12, pp. 1500-1512, 2010.

GODOY, N. S. **Fundações: Notas de aula, Curso de graduação. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 1972.**

GONÇALVES, J. C. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício**. 2004. 126f. Dissertação (Mestrado em ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

GOSCHY, B. Soil-foundation-structure interaction. **Journal of the Structural Division, ASCE**, v. 104, n. 5, pp. 749 – 761, 1978.

GOUASMIA, A.; DJEGHABA, K. Direct approach to seismic soil–structure–interaction analysis–building group case. **Engineering Structures and Technologies**, v. 2, n. 1, p. 22-30, 2010.

GUIMARÃES, R. M. **Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios estruturados em aço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Construção Civil), Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP, 2006.

GUSMÃO, A.D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, A. D. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. **Solos e Rochas**, v. 17, n. 1, p. 47-55, 1994.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. Avaliação da influência da interação solo- estrutura. **X COBRAMSEF**, Foz do Iguaçu, PR, ABMS, Anais... v.1, p.68-74, 1994.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Editora Universitária – UFPE, Livro. Recife, PE, 1998.

HOLANDA JR, O.G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, 1998.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. São Carlos. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

JIN, Q.; THOMPSON, D. J.; LURCOCK, D. E. J.; TOWARD, M. G. R.; NTOTSIOS, E. A 2.5D finite element and boundary element model for the ground vibration from trains in tunnels and validation using measurement data. **J Sound Vib**, v. 422, p. 373-389, 2018.

KUMAR, R. J. V. A.; REDDY, Y. V. M.; RAO, K. P. Critical review on structural dynamic modification on beam structures. **International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)**, v. 3, n.3, p. 1453-1459, 2013.

LIRAVI, H.; ARCOS, R.; CLOT, A.; CONTO, K. F.; ROMEU, J. A 2.5D coupled FEM–SBM methodology for soil–structure dynamic interaction problems. **Engineering Structures**, v. 250, n. 1, 2022.

LOPES, F.R.; GUSMÃO, A.D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. **10 th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Firenze, 1991. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, v. 2, pp. 475-478, 1991.

LOPES, A. C. S.; NASCIMENTO NETO, J. A. do; BARROS, R. Analysis of structural masonry buildings taking into account the construction sequence loads and soil-structure interaction. **Ibracon Structures and Materials Journal**, v. 14, n. 6, 2021.

MELLO, V. F. B. de; TEIXEIRA, A. H. **Fundações e obras de terra**. São Paulo: Editora Universidade de São Paulo, v. 2, 1971.

MENDES, E. J. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura**. 153 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2016.

MEYERHOF, G. G. The settlement analysis of building frames. **The Structural Engineer**, v. 25, n. 9, p. 369-409, 1947.

MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **The Structural Engineer**, v. 31, n. 6, p. 151-167, 1953.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v. 7, n. 5, p. 195-202, 1936.

MORAES, M. da C. **Estruturas de Fundações**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1976.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. 2009. 187f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MOURA, A. R. L. U. **Interação solo-estrutura em edifícios**. 135p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.

MOURA, A. R. L. U. Análise tridimensional de interação solo-estrutura em edifícios. **Solos e Rochas**, v. 22, n. 2, pp. 87-100, 1999.

OZDEMIR, Z.; COULIER, P.; LAK, M. A.; FRANÇOIS, S.; LOMBAERT, G.; DEGRANDE, G. Numerical evaluation of the dynamic response of pipelines to vibrations induced by the operation of a pavement breaker. **Soil Dyn Earthq Eng**, v. 44, p. 153-167, 2013.

PORTO, T. B.; PEREIRA, A. B.; RIBEIRO, C. M.; BORTONE, T. P.; OLIVEIRA NETO, A. R. de. Study of the interaction of concrete walls with the foundation structure. **REM – International Engineering Journal**, v. 74, n. 2, pp. 145-153, 2021.

POULOS, H. G. Settlements analysis of structural foundation systems. **Proceedings, IV South – East Asian Conference on Soil Engineering**, Kuala Lumpur, Malásia, Vol. 6. p. 52-62, 1975.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Interação solo- estrutura para edifícios sobre fundação direta. **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Anais**, v. 2, p. 433-444, UFRGS, Porto Alegre, 1991.

REIS, J.H.C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 172f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos. 2000.

RIBEIRO, D. B. **Análise da interação solo-estrutura via acoplamento MEC-MEF**. São Carlos. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

RITTER, M. G.; MENEGOTTO, M. L.; COSTELLA, M. F.; PAVAN, R. C.; PILZ, S. E. Análises de interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, p. 248-273, 2020.

SANTOS, Y. R. P. dos; Bello, M. I. M. da C. V.; Gusmão, A. D.; Patrício, J. D. Soil-structure interaction analysis in reinforced concrete structures on footing foundation. **Soils and Rocks**, v. 44, n. 2, 2021.

SAVARIS, G.; HALLAK, P.H.; MAIA, P.C.A. Influence of Foundation Settlements in Load Redistribution on Columns in a Monitoring Construction – Case Study. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, vol. 3, nº 3, p. 346 - 356, 2010.

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute settlements over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**. v. 96, n.3, pp. 1011-1043. American Society of Civil Engineering (ASCE), 1970.

SCHMERTMANN, J. H., HARTMAN, J. P., BROWN, P. R. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 104, n. 8, p. 1131-1135, 1978.

SHAIK, K. A.; CHANDRADHARA, G. P. Soil structure interaction studies on Krishnaraja Sagara Bridge, Mysuru. **Materials Today: Proceedings**, v. 52, n. 3, p. 549-555, 2021.

SILVA, F. G. **Influência da rigidez das vigas na interação solo-estrutura**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo – PR, 2018.

SIMONS, N. E.; MENZIES, K. E. **Introdução à engenharia de fundações**. Tradução do inglês (ed. 1977). Rio de Janeiro: Interciência, 199p, 1981.

SOUZA, R. A. de; REIS, J. H. C. dos. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Scientiarum. Technology**, v. 30, n. 2, p. 161-171, 2008.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In.: HACHICH et al. (eds.). **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 2ª ed., Cap. 7, pp. 227-264, 1998.

VARGAS, M.; SILVA, F. R. O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos. **Conferência Regional Sul-Americana Sobre Edifícios Altos**, Porto Alegre, *Anais*, Porto Alegre, RS, 1973.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Oficina de Textos, 2011.

VICENCIO, F.; ALEXANDER, N. A. Higher mode seismic structure-soil-structure interaction between adjacent building during earthquakes. **Engineering Structures**, v. 174, p. 322-337, 2018.

VICENCIO, F.; ALEXANDER, N. A. Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction in unsymmetrical plan buildings due to seismic excitation. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 127, p. 105817, 2019.

**WINKLER, Emil. Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik, für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architecten, etc. H. Dominicus, 1867.**

## APÊNDICE A – RECALQUES DIFERENCIAIS

Tabela A-1– Recalques diferenciais na edificação de 7 pavimentos assentada em solo argiloso.

Sapatas	Solo Argiloso Sem ISE			Solo Argiloso Com ISE			
	$\rho 1$ (mm)	$\rho 2$ (mm)	Rec. Diferencial (mm)	$\rho 1$ (mm)	$\rho 2$ (mm)	Rec. Diferencial (mm)	
S1	S2	12,32	16,49	4,17	13,79	17,32	3,53
	S6	12,32	17,76	5,44	13,79	17,61	3,81
S2	S3	16,49	16,71	0,22	17,32	17,65	0,33
	S7	16,49	23,07	6,58	17,32	20,29	2,98
S3	S4	16,71	16,49	0,22	17,65	17,32	0,33
	S8	16,71	22,56	5,85	17,65	20,20	2,56
S4	S5	16,49	12,32	4,17	17,32	13,79	3,53
	S9	16,49	23,07	6,58	17,32	20,29	2,98
S5	S10	12,32	17,76	5,44	13,79	17,61	3,81
S6	S7	17,76	23,07	5,31	17,61	20,29	2,69
	S11	17,76	12,32	5,44	17,61	13,79	3,81
S7	S8	23,07	22,56	0,51	20,29	20,20	0,09
	S12	23,07	16,49	6,58	20,29	17,32	2,98
S8	S9	22,56	23,07	0,51	20,20	20,29	0,09
	S13	22,56	16,71	5,85	20,20	17,65	2,56
S9	S10	23,07	17,76	5,31	20,29	17,61	2,69
	S14	23,07	16,49	6,58	20,29	17,32	2,98
S10	S15	17,76	12,32	5,44	17,61	13,79	3,81
S11	S12	12,32	16,49	4,17	13,79	17,32	3,53
S12	S13	16,49	16,71	0,22	17,32	17,65	0,33
S13	S14	16,71	16,49	0,22	17,65	17,32	0,33
S14	S15	16,49	12,32	4,17	17,32	13,79	3,53

Fonte: Autor, 2022.

Tabela A-2 – Recalques diferenciais na edificação de 7 pavimentos assentada em solo arenoso.

Sapatas	Solo Arenoso Sem ISE			Solo Arenoso Com ISE			
	$\rho 1$ (mm)	$\rho 2$ (mm)	Rec. Diferencial (mm)	$\rho 1$ (mm)	$\rho 2$ (mm)	Rec. Diferencial (mm)	
S1	S2	17,56	14,29	3,26	16,76	15,61	1,15
	S6	17,56	15,76	1,80	16,76	16,93	0,18
S2	S3	14,29	14,54	0,25	15,61	15,77	0,16
	S7	14,29	17,83	3,54	15,61	15,47	0,13
S3	S4	14,54	14,29	0,25	15,77	15,61	0,16
	S8	14,54	17,33	2,78	15,77	15,61	0,16
S4	S5	14,29	17,56	3,26	15,61	16,76	1,15
	S9	14,29	17,83	3,54	15,61	15,47	0,13
S5	S10	17,56	15,76	1,80	16,76	16,93	0,18
S6	S7	15,76	17,83	2,08	16,93	15,47	1,46
	S11	15,76	17,56	1,80	16,93	16,76	0,18
S7	S8	17,83	17,33	0,51	15,47	15,61	0,13
	S12	17,83	14,29	3,54	15,47	15,61	0,13
S8	S9	17,33	17,83	0,51	15,61	15,47	0,13
	S13	17,33	14,54	2,78	15,61	15,77	0,16
S9	S10	17,83	15,76	2,08	15,47	16,93	1,46
	S14	17,83	14,29	3,54	15,47	15,61	0,13
S10	S15	15,76	17,56	1,80	16,93	16,76	0,18
S11	S12	17,56	14,29	3,26	16,76	15,61	1,15
S12	S13	14,29	14,54	0,25	15,61	15,77	0,16
S13	S14	14,54	14,29	0,25	15,77	15,61	0,16
S14	S15	14,29	17,56	3,26	15,61	16,76	1,15

Fonte: Autor, 2022.

Tabela A-3 – Recalques diferenciais na edificação de 14 pavimentos assentada em solo argiloso.

Sapatas		Solo Argiloso Sem ISE			Solo Argiloso Com ISE		
		$\rho 1$ (mm)	$\rho 2$ (mm)	Rec. Diferencial (mm)	$\rho 1$ (mm)	$\rho 2$ (mm)	Rec. Diferencial (mm)
S1	S2	16,96	24,98	8,02	21,24	26,24	4,99
	S6	16,96	25,70	8,74	21,24	26,14	4,90
S2	S3	24,98	25,01	0,03	26,24	26,53	0,29
	S7	24,98	31,51	6,53	26,24	26,19	0,05
S3	S4	25,01	24,98	0,03	26,53	26,24	0,29
	S8	25,01	31,26	6,25	26,53	25,19	1,34
S4	S5	24,98	16,96	8,02	26,24	21,24	4,99
	S9	24,98	31,51	6,53	26,24	26,19	0,05
S5	S10	16,96	25,70	8,74	21,24	26,14	4,90
S6	S7	25,70	31,51	5,81	26,14	26,19	0,05
	S11	25,70	16,96	8,74	26,14	21,24	4,90
S7	S8	31,51	31,26	0,25	26,19	25,19	0,99
	S12	31,51	24,98	6,53	26,19	26,24	0,05
S8	S9	31,26	31,51	0,25	25,19	26,19	0,99
	S13	31,26	25,01	6,25	25,19	26,53	1,34
S9	S10	31,51	25,70	5,81	26,19	26,14	0,05
	S14	31,51	24,98	6,53	26,19	26,24	0,05
S10	S15	25,70	16,96	8,74	26,14	21,24	4,90
S11	S12	16,96	24,98	8,02	21,24	26,24	4,99
S12	S13	24,98	25,01	0,03	26,24	26,53	0,29
S13	S14	25,01	24,98	0,03	26,53	26,24	0,29
S14	S15	24,98	16,96	8,02	26,24	21,24	4,99

Fonte: Autor, 2022.



Tabela A-4 – Recalques diferenciais na edificação de 14 pavimentos assentada em solo arenoso.

Sapatas		Solo Arenoso Sem ISE			Solo Arenoso Com ISE		
		$\rho_1$ (mm)	$\rho_2$ (mm)	Rec. Diferencial (mm)	$\rho_1$ (mm)	$\rho_2$ (mm)	Rec. Diferencial (mm)
S1	S2	10,98	11,85	0,88	12,95	11,73	1,21
	S6	10,98	12,23	1,25	12,95	11,75	1,19
S2	S3	11,85	11,87	0,02	11,73	12,04	0,31
	S7	11,85	21,26	9,40	11,73	19,58	7,84
S3	S4	11,87	11,85	0,02	12,04	11,73	0,31
	S8	11,87	21,04	9,17	12,04	19,77	7,73
S4	S5	11,85	10,98	0,88	11,73	12,95	1,21
	S9	11,85	21,26	9,40	11,73	19,58	7,84
S5	S10	10,98	12,23	1,25	11,73	11,75	0,02
S6	S7	12,23	21,26	9,03	11,75	19,58	7,82
	S11	12,23	10,98	1,25	11,75	12,95	1,19
S7	S8	21,26	21,04	0,22	19,58	19,77	0,19
	S12	21,26	11,85	9,40	19,58	11,73	7,84
S8	S9	21,04	21,26	0,22	19,77	19,58	0,19
	S13	21,04	11,87	9,17	19,77	12,04	7,73
S9	S10	21,26	12,23	9,03	19,58	11,75	7,82
	S14	21,26	11,85	9,40	19,58	11,73	7,84
S10	S15	12,23	10,98	1,25	11,75	12,95	1,19
S11	S12	10,98	11,85	0,88	12,95	11,73	1,21
S12	S13	11,85	11,87	0,02	11,73	12,04	0,31
S13	S14	11,87	11,85	0,02	12,04	11,73	0,31
S14	S15	11,85	10,98	0,88	11,73	12,95	1,21

Fonte: Autor, 2022.