



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO
CAMPUS BALSAS
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOSÉ FRANCO ALVES COSTA JUNIOR

**ANÁLISE DOS EFEITOS DA APLICAÇÃO DO MODELO
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIO COM
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS TIPO SAPATA**

**BALSAS - MA
2018**

José Franco Alves Costa Junior

Análise dos efeitos da aplicação do modelo interação solo-estrutura em edifício com fundações superficiais tipo sapata

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido à Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Maranhão como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Me. Leandro Gomes Domingos
Coorientador: Esp. Willame Braga Lima

Balsas - MA
2018

Ficha gerada por meio do SIGAA/Biblioteca com dados fornecidos pelo(a) autor(a). Núcleo Integrado de Bibliotecas/UFMA

Alves Costa Júnior, José Franco.

Análise dos efeitos da aplicação do modelo interação solo-estrutura em edifício com fundações superficiais tipo sapata / José Franco Alves Costa Júnior. - 2019.

59 f.

Coorientador(a): Esp. Willame Braga Lima.

Orientador(a): Me. Leandro Gomes Domingos.

Monografia (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Maranhão, 2019.

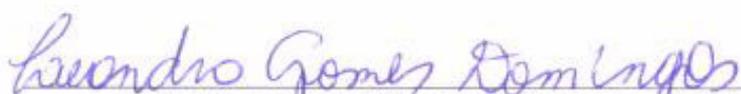
1. Análise de Deslocamentos. 2. Fundação com Sapata. 3. Interação Solo Estrutura. I. Braga Lima, Willame. II. Gomes Domingos, Leandro. III. Título.

José Franco Alves Costa Junior

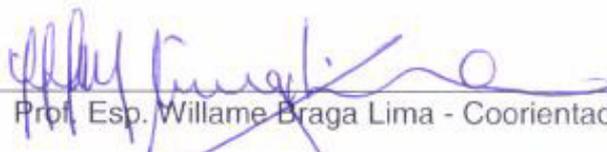
Análise dos efeitos da aplicação do modelo interação solo-estrutura em edifício com fundações superficiais tipo sapata

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido à Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Maranhão como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

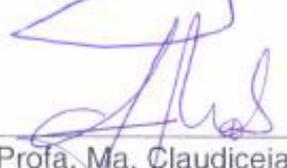
Aprovado em 11 de Janeiro de 2019:



Prof. Me. Leandro Gomes Domingos – Orientador



Prof. Esp. Willame Braga Lima - Coorientador



Profa. Ma. Claudiceia Silva Medes



Prof. Esp. Francisco de Assis Alves da Cunha

RESUMO

A aplicação usual de apoios indeslocáveis nas fundações em projetos de estruturas em concreto armado não está totalmente condizente com a realidade já que o solo não se comporta como meio indeslocável. Nessa temática surge a perspectiva proposta pela Interação Solo Estrutura (ISE). O presente trabalho tem como objetivo analisar os efeitos da ISE relacionados a redistribuição de cargas em pilares, deslocamentos horizontais e estabilidade global da estrutura, aplicando a ISE em modelos de edificações com fundações em sapata tipo isolada. Para tanto, utilizou-se um programa de cálculo estrutural e planilhas eletrônicas disponíveis no mercado. Foram analisados três exemplos: um prédio de três e outro de nove pavimentos, e um pórtico simples. Essas edificações se baseiam em modelos de edifícios comuns no dia a dia como, por exemplo, prédios residenciais e comerciais. Os resultados apontaram uma redistribuição de cargas nos elementos onde os pilares centrais sofreram um alívio de cargas, enquanto os pilares das extremidades tiveram aumento das cargas. Observou-se ainda um maior deslocamento horizontal nos exemplos que foram aplicados a ISE, onde no prédio de nove pavimentos esse deslocamento ficou cerca de 10% maior quando comparado a modelagem com apoios fixos. Notou-se também aumento nos momentos fletores em vigas no mesmo comparativo anterior. As conclusões apontaram para variações nos valores dos parâmetros analisados quando comparado a aplicação de apoios fixos com a aplicação da ISE, alertando para a importância de se analisar a estrutura como um sistema mais amplo, sem o uso de simplificações excessivas, comuns no dia a dia.

Palavras Chave: Fundação com Sapata. Interação Solo Estrutura. Análise de Deslocamentos.

ABSTRACT

Fixed foundation usually application in reinforced concrete structures projects is not entirely consistent with the reality once the ground can changes based on subjected loading. In this approach perspective is proposed the Soil Structure Interaction (SSI). The objective of this study is evaluating the time load of displacements, horizontal and static global transfers of the structure, applying the ISE isolate footing models. In order to do this, available commercial structural software and electronic spreadsheets were used. Therefore, three examples were analyzed: a three-story building and a nine-story building, and a simple gantry. These structures were based on everyday buildings models such as residential and commercial buildings. The results indicated load redistribution in the elements where the central pillars suffered a load relief, while the border pillars increased the loads. Also, it was observed a greater horizontal displacement in the examples that were applied to SSI, where in the nine-story building this displacement was about 10% higher when compared to the model with fixed foundation. There was also an increased in bending moments in beams in the nine-story building. The conclusions pointed to variations in the analyzed parameters values when compared to the fixed foundation model with the ISS application, alerting to the importance of analyzing the structure as a wider system, without daily excessive simplifications.

Keywords: Isolate Footing, Soil Structure Interaction, Displacement Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Recalque versus rigidez relativa estrutura-solo.....	18
Figura 2 – Modelo A, superestrutura e Fundação – solo.....	21
Figura 3 – Modelo B, superestrutura e fundação – solo.....	22
Figura 4 – Modelo B:discretização da fundação.....	23
Figura 5 – Modelo C: superestrutura, fundação e solo integrados.....	23
Figura 6 – Hipótese de Winkler: aplicação do sistema de molas lineares e independentes.	25
Figura 7 – Hipótese de Winkler: aplicação dos coeficientes K e K_v	26
Figura 8 – Solução de Mindlin.	27
Figura 9 – Exemplo do procedimento de Steinbrenner.	27
Figura 10 – Esquematização do ensaio de placa.....	30
Figura 11 – Ensaio de placa.	31
Figura 12 – Curva Tensão - Recalque.....	31
Figura 13 – Correlação de dimensões entre a placa usada no ensaio e fundação...	32
Figura 14 – Fluxograma ISE.....	35
Figura 15 – Formulas para cálculo dos coeficientes de mola.....	37
Figura 16 – Visão em 3D da edificação analisada no exemplo 1.....	40
Figura 17 – Planta do pavimento tipo do exemplo 1.	40
Figura 18 – Pórtico 3D do exemplo 1	41
Figura 19 – Planta exemplo 2.....	41
Figura 20 – Pórtico 3D do exemplo 1.	42
Figura 21 – Planta exemplo 3.....	42
Figura 22 – Deslocamentos horizontais com aplicação da ISE exemplo 1.....	49
Figura 23 – Deslocamentos horizontais com Apoios fixos exemplo 1.....	49
Figura 24 – Deslocamentos horizontais com aplicação da ISE exemplo 2.....	50
Figura 25 – Deslocamentos horizontais sem aplicação da ISE exemplo 2.....	51
Figura 26 – Deslocamentos horizontais com aplicação da ISE exemplo 3.....	54
Figura 27 – Deslocamentos horizontais sem aplicação da ISE exemplo 3.....	54
Figura 28 – Momentos Fletores com aplicação da ISE exemplo 3.	55
Figura 29 – Momentos Fletores sem aplicação da ISE exemplo 3.	55
Figura 30 – Esforços cortantes com aplicação da ISE exemplo 3	56
Figura 31 – Esforços cortantes sem aplicação da ISE.	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de K_v para cada tipo de solo.	29
Tabela 2 – Valores de K_v ($kN \times m^{-3}$).....	30
Tabela 3 – Valores de K_v	36
Tabela 4 – Distribuição de cargas nos pilares exemplo 1.	44
Tabela 5 – Distribuição de cargas nos pilares exemplo 1.	44
Tabela 6 – Distribuição de cargas nos pilares exemplo 2.	45
Tabela 7– Distribuição de cargas nos pilares exemplo 2.	45
Tabela 8 – Distribuição de cargas nos pilares exemplo 2.	46
Tabela 9 – Análise comparativa dos esforços normais nos pilares do trabalho de Mendes (2015).....	47
Tabela 10 – Deslocamentos horizontais exemplo 1.	47
Tabela 11– Deslocamentos horizontais exemplo 2.	47
Tabela 12 – Variações Gama – Z exemplo 1.	52
Tabela 13 – Variações Gama – Z exemplo 2.	52
Tabela 14 – Distribuição de cargas nos pilares exemplo 3.	53
Tabela 15 – Deslocamentos horizontais exemplo 3.	53

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	OBJETIVOS	13
2.1	Geral	13
2.2	Específicos	13
3	JUSTIFICATIVA	14
4	REFERENCIAL TEÓRICO	16
4.1	Interação Solo-Estrutura	16
4.2	Fatores de Influência no Mecanismo da ISE	17
4.2.1	Rigidez Relativa Estrutura-solo.....	17
4.2.2	Número de Pavimentos.....	18
4.2.3	Sequência Construtiva.....	19
4.2.4	Edificações Vizinhas	19
4.3	Modelos Propostos para Análise da ISE	20
4.3.1	Modelo A	20
4.3.2	Modelo B	22
4.3.3	Modelo C.....	23
4.4	ISE: Parâmetros Utilizados	24
4.5	Modelagem de Solo	24
4.5.1	Hipótese de Winkler	24
4.5.2	Solo como Meio Contínuo.....	26
4.5.3	Tese de Steinbrenner.....	27
4.5.4	Tabelas Típicas.....	29
4.5.5	Ensaio de Placa	30
5	MATERIAIS E MÉTODOS	33
5.1	Materiais	33
5.2	Métodos	33
5.3	Tratamento de Dados	33
5.4	Metodologia do Modelo ISE	33
5.4.1	Operacionalização da ISE.....	34
5.5	Exemplos Numéricos	37
5.6	Caracterização das Estruturas	38
5.6.1	Normas e Parâmetros Vigentes	38

5.6.2	Descrição dos Exemplos.....	39
5.6.3	Metodologia da Interação Solo Estrutura (ISE)	43
6	ANALISE DOS RESULTADOS.....	43
6.1	Análise do Exemplo 1 e Exemplo 2.....	43
6.1.1	Migração de Cargas no Exemplo 1 e Exemplo 2.....	43
6.1.2	Deslocamentos Horizontais	47
6.1.3	Coeficiente Gama - Z e Momentos de 2ª ordem.....	51
6.2	Análise do exemplo 3	53
6.2.1	Cargas.....	53
6.2.2	Deslocamentos Horizontais	53
6.2.3	Momentos Fletores	55
6.2.4	Esforço Cortante	56
7	CONCLUSÃO	57
	REFERÊNCIAS	58

1 INTRODUÇÃO

Os procedimentos de análise de estruturas dentro da engenharia civil evoluíram com os avanços dos microcomputadores e softwares, facilitando a manipulação de uma grande quantidade de dados e a inclusão de variáveis que possibilitaram o planejamento de projetos mais próximos da realidade. Dentro dessa temática, a modelagem do solo é uma variável fundamental para se alcançar esse realismo de projetos.

A Interação Solo - Estrutura (ISE) é um campo de estudo que se mostra interessante quando se observa o horizonte apresentado anteriormente. Colares (2006) define a ISE como a interação recíproca entre a superestrutura, fundação e o solo, onde esses passam a interagir entre si, se adaptando aos efeitos de tensões e deformações que cada um exerce sobre o outro de acordo com suas características. Essa troca de esforços e deformações permanece até que ocorra um equilíbrio (compatibilização de cargas e deformações) entre os elementos.

A ISE vem com a proposta de tornar as análises das estruturas mais realista, já que o comum no meio dos projetistas é considerar os apoios da estrutura como indeslocáveis, ou seja, fixos, aplicando a tese de engastes e rótulas.

A aplicação da tese dos apoios indeslocáveis não está equivocada, já que se provou ao longo dos tempos sua eficiência, mas o que se faz é uma simplificação dos parâmetros do solo, não considerando seu comportamento real ao se imprimir esforços de cargas. A ISE simula o comportamento do solo como uma espécie de "colchão de molas", possibilitando que a estrutura receba e responda as solicitações de esforços devido a deformações no maciço do solo.

As hipóteses que levam ao estudo desse tema se dão na forma como a estrutura vai reagir ao se compatibilizar os esforços, podendo esses gerar aumentos dos deslocamentos horizontais, redistribuição de cargas e esforços, alterações de valores de momentos, variações nos parâmetros Γ - Z e P - Δ (esses sendo parâmetros que possibilitam avaliar a estabilidade global da estrutura), além de influenciar nos valores de recalques diferenciais e distorções angulares.

A negligência da não observação dessas alterações pode influenciar no desempenho da estrutura, podendo em casos extremos trazer o surgimento de patologias devido a recalques diferenciais e alterações na estabilidade da estrutura.

Sendo assim, este trabalho busca através de exemplos e modelos computacionais observar os resultados da aplicação da ISE, comparando - a com a aplicação de apoios fixos, observando assim as alterações nos valores de deslocamentos horizontais, redistribuição de cargas e variações nos parâmetros Gama - Z e P - Delta.

2 OBJETIVOS

Nesta seção serão indicados os objetivos do trabalho, que se dividem em geral e específicos.

2.1 Geral

Analisar os efeitos e o comportamento da Interação Solo – Estrutura (ISE) nas edificações com fundações superficiais tipo sapata isolada.

2.2 Específicos

- Analisar o comportamento dos valores dos deslocamentos horizontais em edificações de multi pavimentos com aplicação a (ISE).
- Comparar as variáveis que influenciam na estabilidade da estrutura: deslocamentos horizontais, redistribuição de cargas e momentos em pilares e vigas e os fatores $\Gamma - Z$ e $P - \Delta$ (responsáveis por avaliar a estabilidade global da estrutura e estimar os esforços de segunda ordem), além dos momentos de segunda ordem em edificações com fundação tipo sapata isolada, quando utilizado o modelo de análise (ISE) e quando não utilizado (modo tradicional de projeto).

3 JUSTIFICATIVA

Inúmeros são os casos existentes na história de patologias nas edificações ligadas a deslocamentos nos elementos da estrutura como o recalque diferencial. Souza e Reis (2008) indicaram em seu trabalho sobre ISE resultados de pesquisas anteriores de outros autores em relação ao tema:

Gusmão Filho (1995), ao monitorar recalques de edifícios sobre fundações rasas na cidade de Recife, encontrou diferenças em torno 30% no esforço normal dos pilares periféricos. Reis (2000), ao analisar três edifícios de 12 pavimentos na cidade de Santos/SP, simulou a distribuição dos esforços nos elementos estruturais ao longo do tempo e concluiu que essa diferença variava de 25% nos pavimentos inferiores a 15% nos pavimentos superiores (SOUZA; REIS, 2008, p. 162).

Os recalques diferenciais aparecem tanto em edificações comuns como em obras históricas. A Torre de Pisa, na Itália, é um dos exemplos mais conhecidos, onde atualmente o recalque diferencial é de 1,8 m. Até 1690 a velocidade de recalque da torre era de 2 mm/ano; entre 1800 e 1900 reduziu-se para 1 mm/ano e no Século XX chegou a 0,7 mm/ano. O seu desaprumo chegou a quase 10% da sua altura. No Brasil podem-se citar os prédios no litoral de Santos/SP e algumas edificações em São Paulo como, por exemplo, o Edifício Copam, que exigiu obras de reforço, e a sede da Companhia Paulista de Seguros, que exigiu na época uma solução sofisticada, onde foi preciso congelar o solo, transformando-o em rocha sólida até que as fundações fossem reforçadas (COLARES, 2006).

O monitoramento e o controle de patologias devido a recalques diferenciais é preocupação tanto das áreas geotécnica quanto na área estrutural, onde existem normas relativas ao assunto. No Brasil a ABNT NBR 6118 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento) (ABNT, 2014) trata em algumas partes sobre os limites de deformações excessivas para o aparecimento de fissuras. A ABNT NBR 6122 (Projeto e execução de fundações) (ABNT, 2010) mostra a preocupação para que haja o monitoramento de recalques em obras civis.

A possibilidade da construção de edificações mais “esbeltas” traz consigo a necessidade de se analisar os efeitos dos deslocamentos horizontais e os efeitos de segunda ordem na estabilidade global da estrutura, assim a justificativa desse trabalho se dá na possibilidade de se prever de forma mais ampla as variações dos deslocamentos nas edificações com fundação do tipo sapata isolada. Essas variações são obtidas aplicando a interação solo - estrutura através de programas

de cálculo estrutural disponíveis no mercado, proporcionando assim a chance da prevenção e ou investigação de patologias ligadas as edificações.

Assim, se faz necessário o estudo do tema, que já é uma área com recorrentes trabalhos nos últimos anos, como Sivelli (2018), Mendes (2016), Antoniazzi (2011), Guerra, Rosa e Vale Junior (2011), onde apesar de pouco difundido, mostra-se com um horizonte promissor já que a evolução tecnológica dos softwares e a implementação das plataformas BIM possibilitam a difusão da aplicação do tema nas mais diversas regiões do Brasil.

4 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste item serão indicados os principais assuntos teóricos relacionados ao tema.

4.1 Interação Solo-Estrutura

A análise da interação das estruturas (superestrutura/fundações/solo) como um todo denomina-se Interação Solo - Estrutura (ISE), sua aplicação compreende diversos tipos de estruturas em contato com o solo: estruturas de prédios, pontes, silos e muros de arrimos (COLARES, 2006).

Colares (2006) define o ISE como o processo de interação entre os elementos de fundação (fundação e solo) e superestrutura, onde ocorre influências recíprocas nos elementos desde a construção até a ocupação (carregamento) da edificação, finalizando ao se chegar a um estado de equilíbrio de tensões e deformações, tanto nas estruturas como nos maciços de solos.

Gusmão (1990) explica que a união dessas três unidades (superestrutura, infra estrutura e terreno de fundação) é a interação solo estrutura. Estas três juntas garantem o bom desempenho de uma edificação.

Comumente acontece nos projetos de uma edificação a simplificação dos parâmetros do solo, onde se aplica o sistema de apoios indeslocáveis, utilizando engastes e rótulas, o que não é condizente com a realidade geotécnica já que a resposta do solo é não linear e se modifica de forma considerável no tempo. Esse fato torna o dimensionamento das estruturas não muito realista (COLARES, 2006).

A aplicação da ideia de apoios indeslocáveis não está totalmente equivocada, funcionando coerentemente para solo com pouca deformabilidade. Mas a não observação da ISE em certos contextos pode trazer consequências maléficas, tanto para o quesito segurança, como também o fator economia e prevenção de manifestações patológicas nas edificações (ANTONIAZZI, 2011).

Colares (2006) alerta sobre as consequências de uma análise superficial das estruturas, sendo que a forma convencional de projeto pode trazer sobrecargas não previstas em algumas peças da estrutura, principalmente pilares, podendo as mesmas sofrerem esmagamento.

Outro agravante é a pouca interação entre o projetista das superestruturas e o projetista das fundações durante a fase de projeto, o que acaba dividindo a estrutura

em duas partes: a superestrutura e a fundação, que se interagem com solo. No final tem-se uma análise das cargas e dos deslocamentos nos elementos de forma separada, não compatibilizando as mesmas. (IWAMOTO, 2000).

Apesar de toda a evolução ainda existem áreas dentro da engenharia civil que se limitam a aplicação das ferramentas disponíveis. Tradicionalmente a ISE é desprezada pelos projetistas que usam simplificações dos parâmetros envolvidos, não considerando o solo como uma superfície deformável, devido à dificuldade e complexidade dos cálculos (MENDES, 2015).

Reis (2008) explana sobre a pouca aplicação da análise integrada solo – estrutura:

A condução de uma análise mais ajustada à realidade física, considerando a deformabilidade do solo, tem sido efetuada apenas em escritórios de alto nível e, mesmo nestes casos, as investigações são feitas apenas para os casos julgados especiais (REIS, 2008, p. 2).

Antoniazzi (2011) cita alguns fatores que acabam tornando a análise da ISE complexa. Para a estrutura tem-se: sequência construtiva, propriedades reológicas dos materiais e tipo de carregamento externo. Para o elemento estrutural de fundação tem - se transferência de carga ao solo e aspectos de execução. E, para o terreno tem-se heterogeneidade vertical e horizontal, representatividade dos ensaios e influência do tempo nos parâmetros geotécnicos do solo.

Antoniazzi (2011) ainda contribui explanando sobre os reflexos de se compatibilizar as deformações na interação solo - estrutura, tendo como principais resultados a redução no aparecimento de fissuras, onde isso se dá pelo fato do aumento da rigidez do conjunto solo- estrutura, que causa uma redução da curvatura da deformada de recalques e das distorções angulares da edificação.

4.2 Fatores de Influência no Mecanismo da ISE

Antoniazzi (2011) lista pontos que interferem na sistemática da interação solo-estrutura: número de pavimentos da edificação, influência dos primeiros pavimentos, sequência construtiva, forma em planta da edificação, edificações vizinhas e rigidez relativa estrutura-solo, os quais alguns serão abordados a seguir.

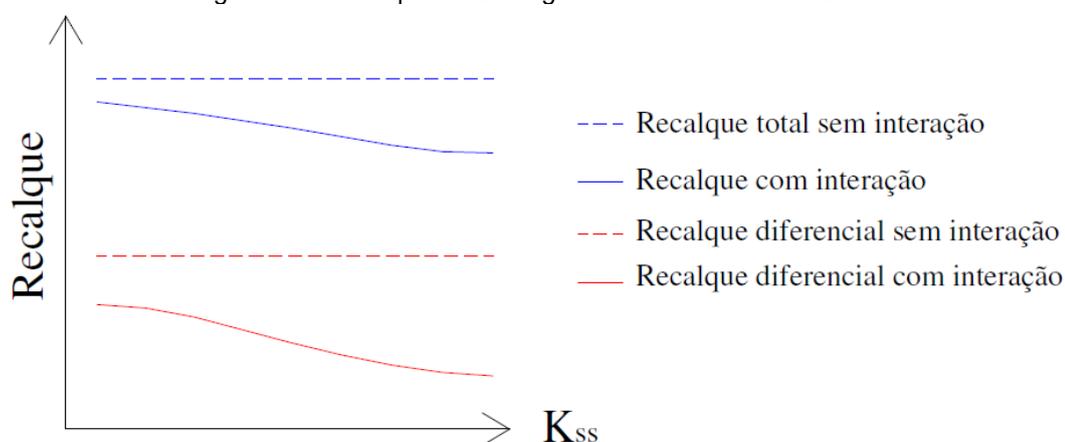
4.2.1 Rigidez Relativa Estrutura-solo

Colares (2006) explana que as edificações adquirem uma rigidez em função das ligações físicas entre os elementos como vigas, pilares e lajes, tornando assim

as deformadas de recalque mais suaves, assim como os recalques diferenciais. Valores esses menos acentuados dos que os calculados normalmente.

Lopes e Gusmão (1991 apud ANTONIAZZI, 2011) analisaram o comportamento de um pórtico, modelado como edifício de concreto armado, apoiado sobre meio elástico, e propuseram baseado nas observações, o cálculo do parâmetro rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}). Eles chegaram à conclusão de que, o aumento da rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) reduz os valores dos recalques, tendo uma redução mais significativa nos recalques diferenciais (Figura 1).

Figura 1 – Recalque versus rigidez relativa estrutura-solo.



Fonte: Lopes e Gusmão (1991 apud COLARES, 2006).

4.2.2 Número de Pavimentos

O número de pavimentos é um dos fatores que mais influencia na rigidez da estrutura, seguindo a premissa de que quanto maior o número de pavimentos maior será a rigidez (GUSMÃO, 1994). Os primeiros pavimentos exercem influência maior na rigidez segundo Goshy (1978 apud ANTONIAZZI, 2011). O trabalho de Lopes e Gusmão (1991 apud ANTONIAZZI, 2011) também apresentou resultados próximos as teses de Goshy (1978 apud ANTONIAZZI, 2011) em relação ao aumento de rigidez com o aumento de pavimentos.

Gusmão e Gusmão Filho (1994) explicam que se aumentando o número de pavimentos de um edifício, de maneira progressiva, a rigidez da estrutura tende a um valor limite, onde a continuidade no aumento da quantidade de pavimentos não altera a parcela de força nos pilares. Isso se deve ao mecanismo de interação solo-estrutura, onde mostra uma resposta nos recalques, que nessas condições tornem-se dependentes apenas do carregamento.

4.2.3 Sequência Construtiva

Usualmente aplica-se a ideia de que os carregamentos passam a agir na edificação após ela totalmente pronta. No entanto, essa análise foge da realidade já que, com o aumento do número de pavimentos, também existe a tendência de a rigidez aumentar. Logo, é importante a consideração das etapas construtivas na análise da ISE. A consideração da sequência construtiva nada mais é do que aplicar as cargas de forma gradativa, conforme a evolução da construção, assim os esforços solicitantes vão se somando (ANTONIAZZI, 2011).

Ao comparar os resultados de recalques de fundações em sapatas, de um prédio de quatorze pavimentos, Fonte et al. (1994) observaram que a simulação utilizando a ISE e considerando as etapas construtivas, teve recalques menos acentuados quando comparados com o modelo sem a interação solo – estrutura, que não considerou a rigidez obtida pela evolução da construção da edificação (números de pavimentos).

É importante a incorporação do monitoramento de recalques desde a fase de construção, onde o costume no Brasil é de se preocupar com recalques apenas quando os problemas começam a aparecer visualmente, impossibilitando a previsão de problemas que podem afetar a funcionalidade do edifício (DANZIGER et al., 2000).

4.2.4 Edificações Vizinhas

Pesquisas referentes à influência das edificações vizinhas nos recalques e modificações do solo são feitas há bastante tempo, onde o pioneiro, conforme relatado por Antoniazzi (2011), foi Costa Nunes, em 1956, que dividiu (considerando a época de construção e prédios semelhantes) os movimentos característicos ocasionados pelos carregamentos vizinhos em quatro tipos.

O tipo 1 considera os prédios construídos simultaneamente, fazendo com que ocorra uma superposição das tensões na parte entre os prédios. Essas tensões centrais tendem a tombar os prédios em sentidos contrários.

O tipo 2 considera os prédios construídos em tempos distintos. O prédio construído primeiro pré-adensa o solo, onde o segundo prédio ao ser construído superpõe as tensões causando um aumento dos recalques. No segundo prédio executado sobre o solo pré-adensado, os recalques do lado oposto ao vizinho serão

maiores que os do lado adjacente. O tombamento dos prédios tende a ocorrer no mesmo sentido.

O tipo 3 considera a construção de um prédio entre dois prédios já existente, onde o novo prédio acrescenta tensões ao bulbo de tensões existente no solo, tendendo a criar recalques nos prédios já existentes e tombamento dos mesmo em sentidos contrários. O prédio construído por último não sofrerá alterações devido ao diagrama de tensões do maciço ser simétrico.

O tipo 4 considera a situação de construção de dois prédios no entorno de um prédio já existente, onde o prédio já existente causa um pré-adensamento no maciço de forma que os novos prédios, ao serem construídos, sofrerão tombamento em sentidos contrários. Por sua vez, o prédio já existente não sofre alterações, já que o diagrama de tensões do maciço é simétrico.

Reis (2000) avaliou os efeitos gerados pela influência de um prédio sobre o outro, aplicando alguns valores de distâncias entre eles (5, 10, 15 e 20 metros). Na mesma pesquisa foi observada a influência do grupo de edifícios nos recalques, aumentando os em comparação com a análise dos recalques de um único bloco. Observaram-se também maiores valores de recalques para menores distâncias, tendendo a diminuir os valores com o aumento da distância.

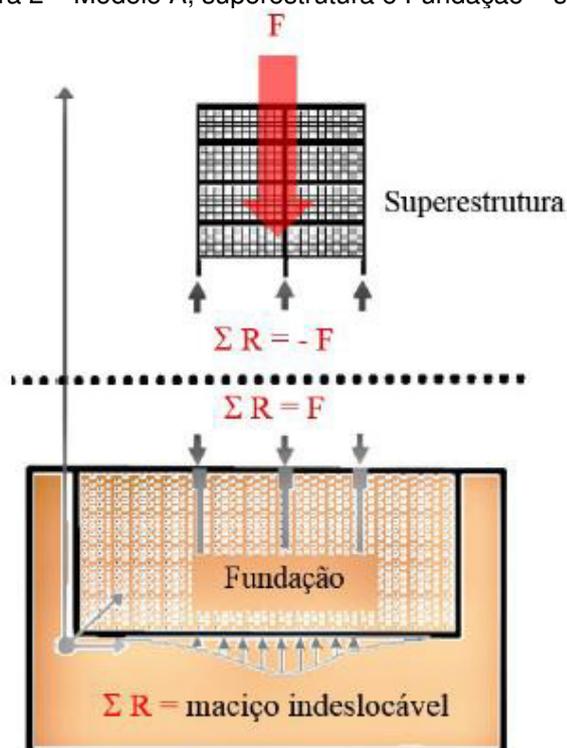
4.3 Modelos Propostos para Análise da ISE

Aoki e Cintra (2004) propuseram a simplificação da interação solo estrutura em três tipos de interação, levando em conta a configuração dos elementos. Aqui será chamado de modelo A, B e C.

4.3.1 Modelo A

O primeiro modelo emprega a ideia mais visível, onde é considerado dois blocos: um formado pela superestrutura e outro formado pela fundação e pelo solo (Figura 2).

Figura 2 – Modelo A, superestrutura e Fundação – solo.



Fonte: Aoki e Cintra (2004 apud SIVELLI, 2018).

O modelo A é um modelo de compatibilização de esforços e recalques interativo proposto primeiramente por Chamecki em 1954, que foi posteriormente aprimorado por Aoki e Cintra, onde inicialmente considerou-se os apoios da estrutura como indeslocáveis, assim calcularam-se os esforços da superestrutura a serem repassados ao bloco fundação – solo (SIVELLI, 2018).

Os esforços aplicados ao bloco/fundação – solo causam recalques, onde esses valores de recalques são utilizados para calcular novos esforços que são novamente aplicados à estrutura gerando novos valores de recalques, sendo que esses recalques por sua vez geram novos esforços. Assim, esse processo interativo segue até que os valores de reação de apoio e recalques convertam-se em valores satisfatórios (SIVELLI, 2018).

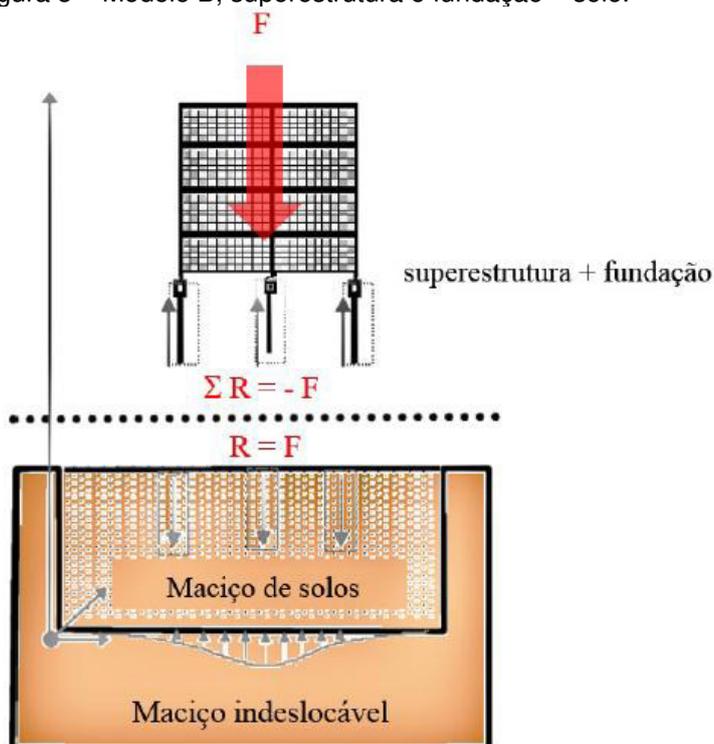
Aoki e Cintra (2004) propuseram alterações no modelo existente, substituindo o solo indeslocável por molas, obtendo novos parâmetros: coeficiente de reação vertical e coeficiente de mola. Assim, o processo passa a ser: primeiramente aplicação de engastes indeslocáveis, encontrando então os esforços para a fundação – solo, que por sua vez proporcionam valores de recalques.

Baseado na relação esforços e recalques são obtidos os coeficientes de reação vertical e coeficientes de mola que são aplicados no processo iterativo, obtendo novos esforços, que por sua vez são aplicados novamente no processo iterativo. Assim, encontra-se novos recalques e novos coeficientes. O processo iterativo segue até a convergência satisfatória, ou seja, haja a compatibilização entre os recalques e as reações de apoio correspondentes (SIVELLI, 2018).

4.3.2 Modelo B

O modelo B (Figura 3) diferente do modelo A, utiliza a tese de um bloco único formado pela superestrutura e a fundação que interagem com o solo no contorno dos elementos estruturais de fundação (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 3 – Modelo B, superestrutura e fundação – solo.



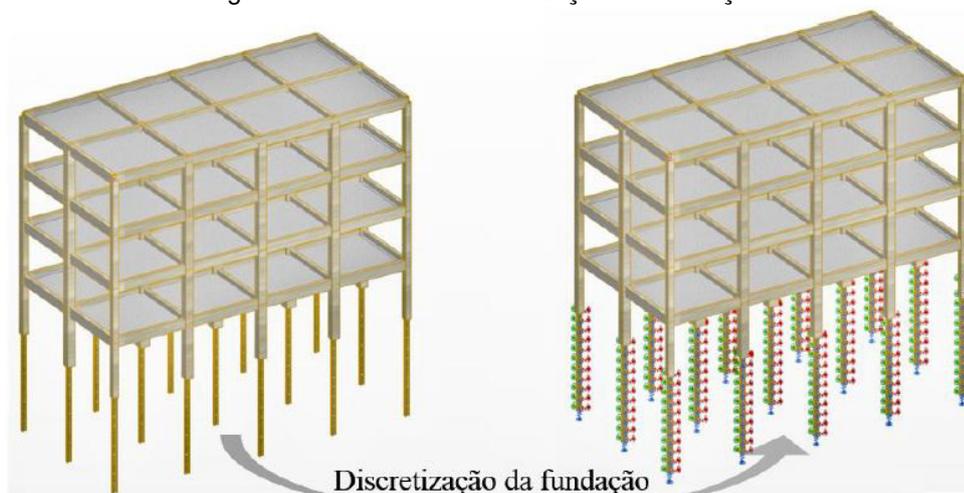
Fonte: Aoki e Cintra (2004apud SIVELLI, 2018).

Para resolução dos cálculos envolvendo o modelo B, a estrutura da fundação é discretizada onde a simulação da deformabilidade solo é simulada aplicando um conjunto de molas, que são inseridas ao longo da área de contato entre o bloco estrutura - fundação e solo (SIVELLI, 2018).

A solução desse modelo geralmente é feita por software computacional como, por exemplo, o módulo Sistema de Interação Solo Estrutura (SISEs) da TQS

Informática, que emprega um conjunto de molas translacionais em cada nó da estrutura de fundação discretizada, como mostrada na figura 4 (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 4 – Modelo B: discretização da fundação.

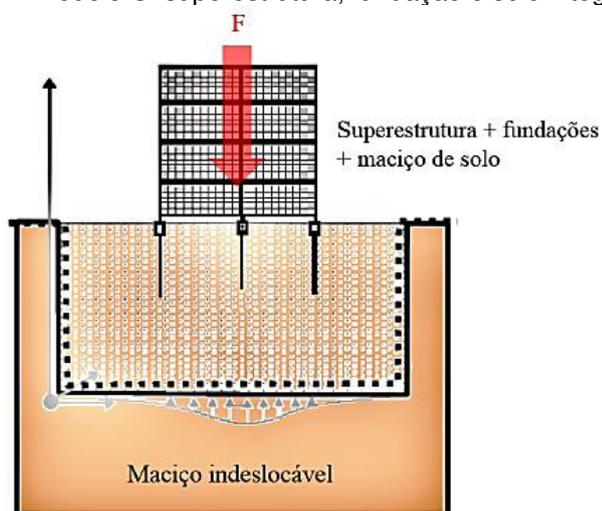


Fonte: Sivelli (2018).

4.3.3 Modelo C

O modelo C (Figura 5), por sua vez, emprega a ideia de que a superestrutura, a fundação e o solo formam um único bloco. A análise desse modelo se mostra mais complexa e geralmente é feita com uso de softwares computacionais que aplicam o Método dos Elementos Finitos (MEF), mas a aplicação desse modelo fica restrita pela necessidade de grandes capacidades de processamento por parte dos computadores (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 5 – Modelo C: superestrutura, fundação e solo integrados.



Fonte: Aoki e Cintra (2004apud SIVELLI, 2018).

4.4 ISE: Parâmetros Utilizados

Para a simulação da deformabilidade do solo, se faz necessário conhecer o coeficiente de mola e o coeficiente de reação vertical, sendo esses obtidos por algumas formas, como, por exemplo, através do ensaio de placa, por meio de tabelas com valores típicos ou por correlações com o módulo de elasticidade, que por sua vez, pode ser determinado por ensaios triaxiais, de penetração estática (CPT) e de penetração dinâmica (SPT) (ANTONIAZZI, 2011).

Já as estimativas dos deslocamentos verticais podem ser feitas através de métodos conhecidos na literatura para a previsão de recalques, como a teoria da elasticidade, método da camada finita, método de Schmertmann, método de Aoki-Lopes, método de propagação de tensões ou métodos experimentais (ANTONIAZZI, 2011).

4.5 Modelagem de Solo

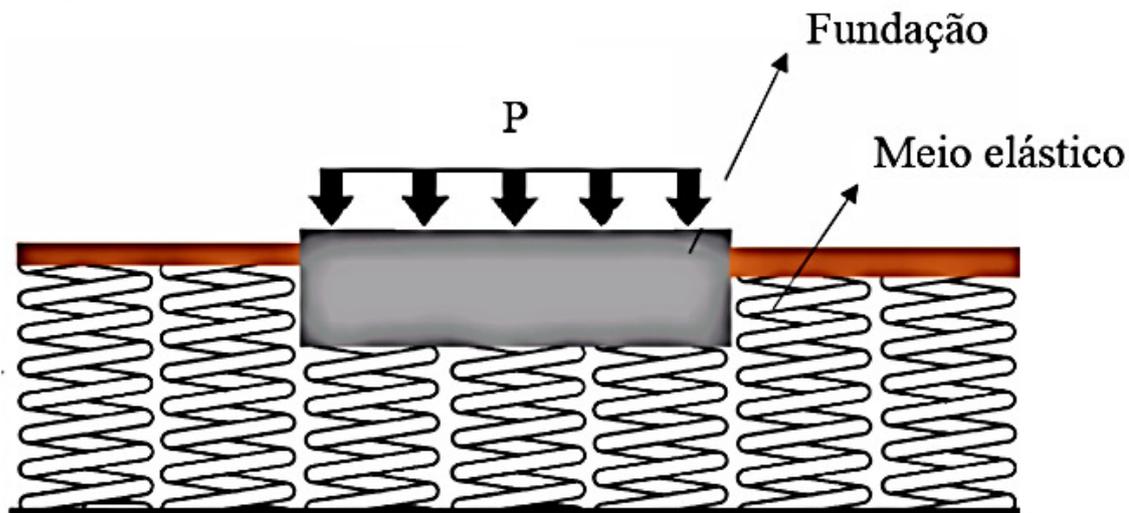
A forma como o solo se comporta com a aplicação de cargas é a base da análise interação solo - estrutura, onde a modelagem precisa do maciço depende das propriedades mecânicas do solo. Nesse meio um grande número de modelos matemáticos foi criado para prever o comportamento desse fenômeno, sendo muitos deles, dentro de certo limite de condições e operação, se mostrou convergentes com os problemas práticos. A escolha do modelo a se utilizar depende de alguns fatores como tipo de solo, condições *in situ*, tipo de elemento estrutural de fundação e natureza do carregamento externo. Geralmente são empregados os modelos elásticos como Hipótese de Winkler (COLARES, 2006).

4.5.1 Hipótese de Winkler

A tese de simular o solo como meio elástico aplicando um sistema de molas foi primeiramente desenvolvido por Winkler em 1867, onde ele propôs a consideração do solo como um “colchão” com molas lineares e independentes entre si (Figura 6), onde se consideram as deformações apenas nas regiões das fundações. Esse modelo pode ser aplicado em cargas horizontais (escoramentos de escavações), radier, sapatas e vigas de fundação (ANTONIAZZI, 2011).

Essa associação do solo como um “colchão” de molas simplifica a modelagem analítica dos problemas práticos já que representa o solo como um meio perfeitamente elástico, homogêneo, isotrópico e com relação linear entre forças e deslocamentos (ALONSO, 1991 apud SIVELLI, 2018).

Figura6– Hipótese de Winkler: aplicação do sistema de molas lineares e independentes.



Fonte: Adaptado Sivelli(2018).

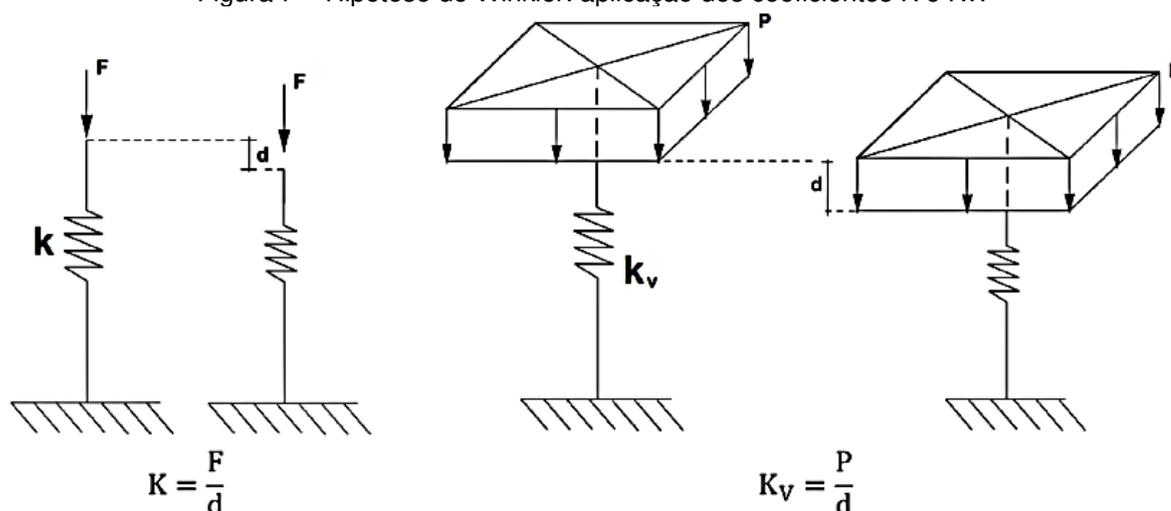
Aqui surge o termo coeficiente de reação vertical ou coeficiente de recalque representado por K_v . Esse coeficiente tem sua origem no coeficiente de mola K (Equação 1), sendo esse coeficiente o quociente da força F que provoca um deslocamento D unitário. Na Hipótese de Winkler (Figura 7) o coeficiente K é substituído por K_v , onde agora esse coeficientes passa a representar o quociente entre uma pressão aplicada P e um deslocamento d (Equação 2), onde por fim se entende que o coeficiente K_v representa o quociente entre uma pressão aplicada sobre o respectivo recalque (CAD/TQS, 2011apud SIVELLI, 2018).

$$K = F/d \quad (1)$$

$$K_v = P/d \quad (2)$$

Esse modelo mostra vantagens e desvantagens, onde a sua maior vantagem se dá pela simplicidade de sua aplicação em projetos estruturais, mas não considera a existência de sapatas ou edificações vizinhas em suas análises (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 7 – Hipótese de Winkler: aplicação dos coeficientes K e K_v .



Fonte: Adaptado de Sivelli (2018).

4.5.2 Solo como Meio Contínuo

Outra opção a Hipótese de Winkler é a consideração do solo como meio contínuo, onde nesse caso o solo pode ser classificado em dois tipos diferentes de meio, com diferentes formas de resolução: meio elástico ou elastoplástico. Quando considerado um meio elástico, as soluções se dão utilizando a teoria da elasticidade. Já no caso do meio elastoplástico, a solução só é possível por via numérica, utilizando geralmente o método dos elementos finitos (VELOSO, 2011 apud SIVELLI, 2018).

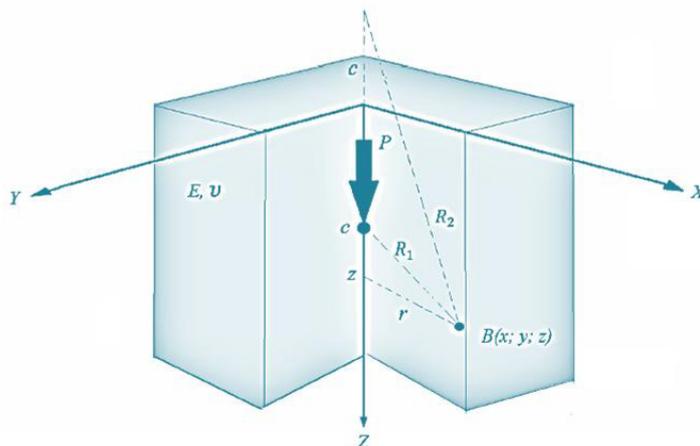
Mindlin (1936 apud SIVELLI, 2018) baseando-se na teoria da elasticidade propôs uma resolução (Figura 8) para a consideração do solo como meio contínuo, onde a solução parte da hipótese que o solo é um meio tridimensional formado pelo mesmo material (homogeneidade do meio), com comportamento idêntico em todas as direções (isotropia) e com volume isento de vazios (continuidade) (CAD/TQS, 2011 apud SIVELLI, 2018).

A solução de Mindlin permite calcular o deslocamento vertical δz provocado por uma força concentrada P em qualquer ponto B de coordenadas (x,y,z) , interno à mesma massa tridimensional (CAD/TQS, 2011 apud SIVELLI, 2018).

Assim como Hipótese de Winkler, a solução de Mindlin, também apresenta pontos positivos e negativos, sendo a principal vantagem a possibilidade de se considerar o efeito vizinhança nas análises, mas por sua vez fica limitado quando se considera a estratificação do solo, além de seus resultados mostrarem valores

exagerados de recalques. Nesse contexto surgem os artifícios propostos por Steinbrenner (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 8 – Solução de Mindlin.

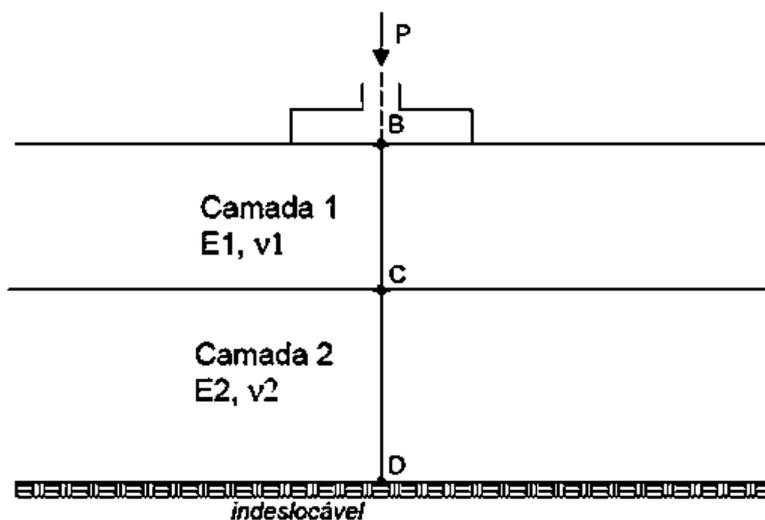


Fonte: Adaptado de Sivelli (2018).

4.5.3 Tese de Steinbrenner

Segundo (ANTONIAZZI, 2011), Steinbrenner explica sobre o encurtamento de uma camada de solo, onde, para mais de uma camada, o encurtamento total do maciço de solos é igual à soma dos encurtamentos de todas as camadas (superposição de efeitos). A figura 9 exemplifica o tema abordado usando duas camadas.

Figura 9 – Exemplo do procedimento de Steinbrenner.



Fonte: Adaptado de Antoniazzi (2011).

De acordo com o artifício de Steinbrenner, o recalque no ponto B devido à carga vertical P pode ser obtido pela soma dos encurtamentos de cada camada (Equação 3):

$$\delta = W1 + W2 = (\delta b1 - \delta c2) + (\delta c2 - \delta d2)^1(3)$$

Onde:

δb_1 é o recalque em B considerando todo o maciço como camada 1 semi-infinita;

δc_1 é o recalque em C considerando todo o maciço como camada 1 semi-infinita;

δc_2 é o recalque em C considerando todo o maciço como camada 2 semi-infinita;

δd_2 é o recalque em D considerando todo o maciço como camada 2 semi-infinita;

5.4 Métodos Usuais para a Obtenção do Coeficiente de Reação Vertical - (Kv)

A necessidade do conhecimento das características do solo, no qual a edificação vai ser construída, é a base fundamental para a aplicação da análise ISE, onde com base nessas informações é possível aplicar a tese das molas que simularão a deformabilidade do solo. A utilização das molas nos remete aos coeficientes em torno dessa tese: o coeficiente de mola do solo e o coeficiente de reação vertical, esse último é representado pelo quociente entre a pressão aplicada no solo e seu respectivo recalque (Equação 4). O coeficiente de mola (Km) por sua vez é diretamente proporcional ao módulo de reação kv e à área carregada Af (Equação 5) (ANTONIAZZI, 2011).

$$Km = \frac{P}{d} \quad (4)$$

$$Kv = \frac{Km}{Af}(5)$$

O coeficiente Kv não constitui uma propriedade do solo, ele está relacionado a forma e dimensões da fundação tipo de construção e flutuações de carregamento (ANTONIAZZI, 2011).

¹ Retirado de Antoniazzi (2011).

Tanto Velloso e Lopes (2011) quando Antoniazzi (2011) citam que existem várias formas de se obter o valor do coeficiente de reação vertical, entre as principais estão: tabelas típicas e ensaios de placa.

4.5.4 Tabelas Típicas

Em muitos casos na prática é comum a falta de dados a respeito do solo ou estudos e ensaios sobre o mesmo, sendo que nesse caso é possível a aplicação de valores e tabelas já conhecido se existentes nas literaturas base do assunto para determinação do coeficiente de reação vertical (SIVELLI, 2018).

Moraes (1976 apud SIVELLI, 2018) propôs a Tabela 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 (ANTONIAZZI, 2011).

Terzaghi (1955 apud ANTONIAZZI, 2011) apresentou uma tabela (Tabela 2), onde a mesma foi elaborada a partir de resultados obtidos de ensaios de placa quadrada com 30 cm de lado e valores padronizados para o módulo de reação vertical para diferentes características de solos (ANTONIAZZI, 2011).

Tabela 1– Valores de K_v para cada tipo de solo.

Tipo de solo	K_v ($kN \times m^{-3}$)
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Fonte: Moraes (1976 apud SIVELLI, 2018).

Tabela 2 – Valores de K_v ($kN \times m^{-3}$).

<i>Argilas</i>	<i>Rija</i>	<i>Muito Rija</i>	<i>Dura</i>
q_u (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
<i>Areias</i>	<i>Fofas</i>	<i>Mediamente Compacta</i>	<i>Compacta</i>
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Onde: q_u corresponde à resistência à compressão não-drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e dimensão da sapata.

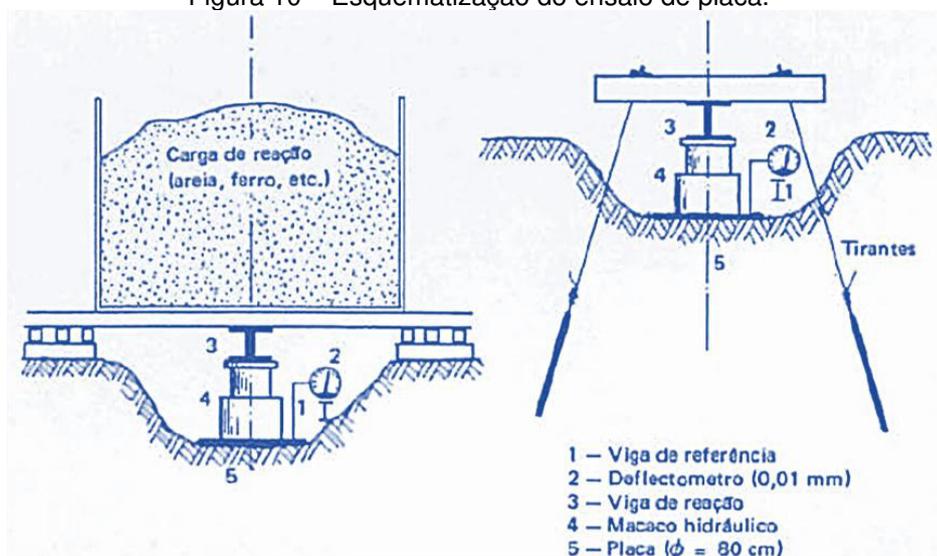
Fonte: Terzaghi (1955 apud ANTONIAZZI, 2011).

Apesar de não ser a forma correta, o uso de tabelas típicas se mostra uma grande ferramenta para a consideração da deformabilidade do solo, aproximando-se da realidade (ANTONIAZZI, 2011).

4.5.5 Ensaios de Placa

O ensaio de placa consiste na aplicação de determinada tensão compressiva na superfície de uma placa rígida ou na mesma placa a uma determinada profundidade do terreno. Esse ensaio (Figura 10 e 11) é similar ao ensaio de prova de carga regulamentado pela ABNT NBR 6489 (ABNT, 1984).

Figura 10 – Esquemática do ensaio de placa.



Fonte: Alonso (2011).

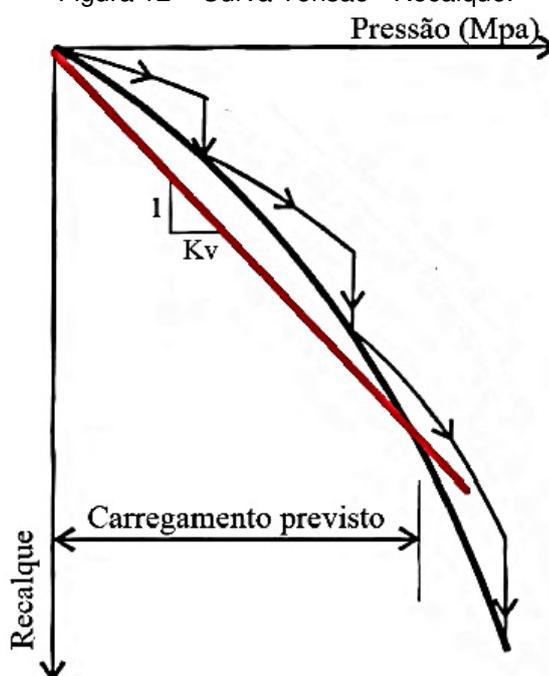
Figura 11 – Ensaio de placa.



Fonte: Geoax Engenharia (2018).

Com a aplicação do ensaio de placas, monta-se a curva de tensão versus recalques (Figura 12), que relaciona a pressão aplicada com o respectivo deslocamento, que é medido por deflectômetros.

Figura 12 – Curva Tensão - Recalque.



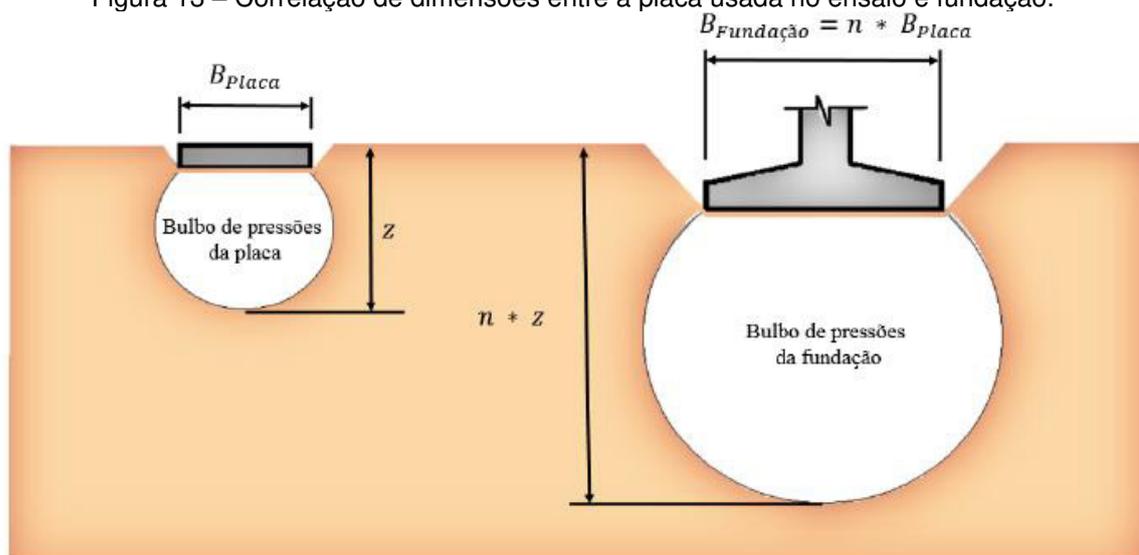
Fonte: Adaptado de Veloso e Lopes (2011 apud SIVELLI, 2018)

O valor de K_v é obtido pela razão entre o carregamento previsto para a fundação e o recalque correspondente. Esse parâmetro não depende apenas das propriedades mecânicas do solo, mas também da geometria da placa, onde a sua aplicação só se torna efetiva com a correção dos valores, usando equações que

levem em conta o efeito de escala entre as dimensões da placa e as dimensões da fundação (SIVELLI, 2018).

Terzaghi (1995 apud Alonso, 1991) aborda a correlação entre a dimensão da placa e a dimensão da fundação sendo que, se largura da fundação é n vezes maior que a largura da placa, a profundidade do bulbo de pressões da fundação também será n vezes maior (Figura 13) (SIVELLI, 2018).

Figura 13 – Correlação de dimensões entre a placa usada no ensaio e fundação.



Fonte: Alonso (1991 apud SIVELLI, 2018).

5 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesse capítulo serão apresentados os materiais utilizados e métodos e procedimentos aplicados no desenvolvimento do trabalho.

5.1 Materiais

O software utilizado nos dimensionamentos de sapatas, elementos estruturais e na aplicação do método ISE foi o *eberick V8 Gold* da empresa *AltoQi*. Além disso usou-se de planilhas eletrônicas para a construção de tabelas.

5.2 Métodos

Os métodos utilizados foram baseados na premissa da comparação do comportamento da estrutura aplicando a ISE e o comportamento da estrutura quando não aplicado a ISE, sendo esse último, o modelo utilizado no dia a dia da construção civil.

5.3 Tratamento de Dados

A análise e o tratamento dos dados se deram de forma qualitativa, já que consta na aplicação de técnicas que permitem uma análise mais completa e profunda do tema ISE por se tratar de uma realidade mais restrita e específica (deslocamentos horizontais, parâmetros gama - Z e P - Delta). Essas informações serão representadas com a utilização de tabelas.

5.4 Metodologia do Modelo ISE

A ISE, como explanado anteriormente, trata-se da análise em conjunto dos efeitos da deformabilidade do solo na estrutura, onde passa a se considerar o solo não mais como um meio indeslocável, mas sim como um elemento que sofre deformabilidade em diferentes proporções dependendo de suas características ao longo de todo o maciço.

Essas deformabilidades causam realocação das cargas e esforços, causando alterações no comportamento da estrutura, além de poderem ocasionar acréscimo

de recalques, momentos fletores, deslocamentos horizontais, desaprumos, alterações nos fatos Gama – Z, P – Delta (fatores que influenciam na estabilidade global da estrutura).

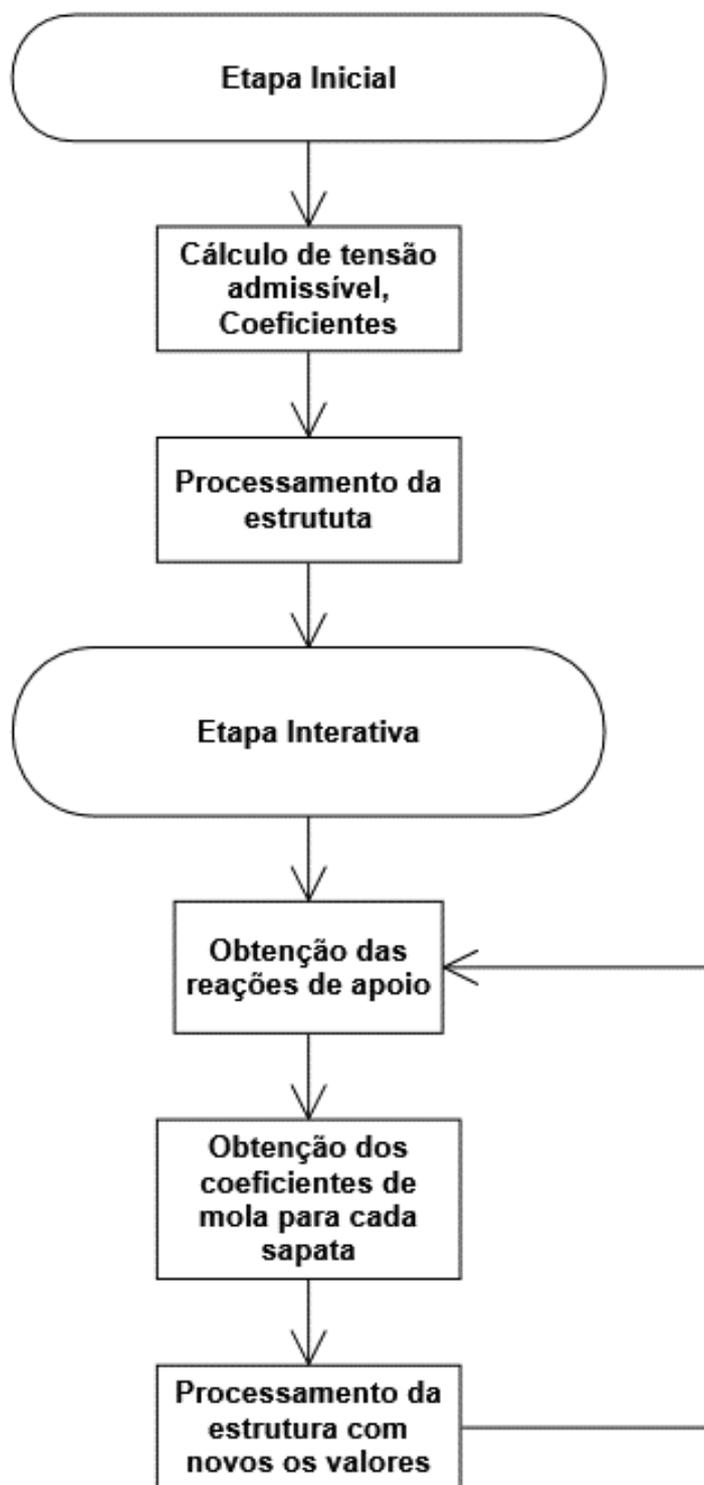
Este trabalho analisa esses efeitos fazendo o comparativo das variações desses valores entre uma estrutura processada usando a tese de apoios indelocáveis e uma estrutura processada utilizando a ideia da interação solo estrutura.

5.4.1 Operacionalização da ISE

Neste trabalho foi aplicado o modelo A que considera dois blocos: um formado pela superestrutura e outro formado pela fundação e pelo solo.

A metodologia aplicada está resumida na figura 14, onde se configurou da seguinte forma: a partir do valor de tensão admissível do solo é encontrado o valor do coeficiente de recalque vertical – K_v (Tabela 3), que a partir desse é possível calcular o primeiro coeficiente de mola do solo com base nas fórmulas contidas na figura 15.

Figura 14 – Fluxograma ISE.



Fonte: Sivelli (2018).

Tabela 3 – Valores de Kv.

Tensão admissível (kgf/cm ²)	Kv (kgf/cm ³)	Tensão admissível (kgf/cm ²)	Kv (kgf/cm ³)
0,25	0,65	2,15	4,30
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00
0,65	1,57	2,55	5,10
0,70	1,66	2,60	5,20
0,75	1,75	2,65	5,30
0,80	1,84	2,70	5,40
0,85	1,93	2,75	5,50
0,90	2,02	2,80	5,60
0,95	2,11	2,85	5,70
1,00	2,20	2,90	5,80
1,05	2,29	2,95	5,90
1,10	2,38	3,00	6,00
1,15	2,47	3,05	6,10
1,20	2,56	3,10	6,20
1,25	2,65	3,15	6,30
1,30	2,74	3,20	6,40
1,35	2,83	3,25	6,50
1,40	2,92	3,30	6,60
1,45	3,01	3,35	6,70
1,50	3,10	3,40	6,80
1,55	3,19	3,45	6,90
1,60	3,28	3,50	7,00
1,65	2,37	3,55	7,10
1,70	3,46	3,60	7,20
1,75	3,55	3,65	7,30
1,80	3,64	3,70	7,40
1,85	3,73	3,75	7,50
1,90	3,82	3,80	7,60
1,95	3,91	3,85	7,70
2,00	4,00	3,90	7,80
2,05	4,10	3,95	7,90
2,10	4,20	4,00	8,00

Fonte: Morrison (1993).

Figura 15 – Formulas para cálculo dos coeficientes de mola.

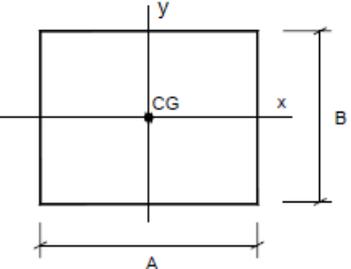
Coeficiente de mola (rigidez) à translação (recalque na direção Z)

$$k_z = K_v \cdot A_{\text{base}}$$

Coeficiente de mola (rigidez) à rotação (giro em torno de X)

$$k_{rx} = K_v \cdot I_x$$

Coeficiente de mola (rigidez) à rotação (giro em torno de Y)

$$k_{ry} = K_v \cdot I_y$$


Propriedades geométricas da base da sapata

$$A_{\text{base}} = A \cdot B$$

$$I_x = \frac{A \cdot B^3}{12}$$

$$I_y = \frac{B \cdot A^3}{12}$$

Fonte: Kirsten (2016).

Os coeficientes de mola do solo (K_z - calculado com base em uma estimativa de dimensões para a sapata, K_{rx} e K_{ry}) são aplicados à estrutura (valores de cargas verticais, cargas acidentais e de vento pré-calculadas), que por sua vez é dimensionada (estrutura) no software específico de cálculo estrutural, onde o mesmo faz o dimensionamento das sapatas.

Os valores das dimensões das sapatas são utilizados para o cálculo de novos coeficientes de mola (por fundação). Aplica-se novamente os coeficientes de mola obtidos na última interação, encontrando novos valores para as dimensões da sapata. Essa interação entre as dimensões da sapata e o coeficiente de mola deve ser repetido até que se obtenham valores convergentes, interpretado no software quando os valores de sapata não mais se alterarem.

5.5 Exemplos Numéricos

Com o intuito de analisar o comportamento da ISE em diferentes situações comuns no dia a dia como, por exemplo, edificações residenciais e prédios comerciais, além de analisar o comportamento da ISE em uma estrutura unitária

como os pórticos, foram propostos três exemplos. O exemplo 1 analisa a ISE em uma edificação com menores valores de cargas aplicadas em um solo com tensão admissível mediana quando comparado aos outros exemplos. O exemplo 2 propõe uma edificação mais esbelta, com maior número de pavimentos e maiores valores de cargas aplicadas em um solo mais resistente. E, no exemplo 3 a metodologia foi aplicada num pórtico simples, com tensão admissível do solo mais baixa entre os três exemplos, e escolheu-se esse tipo de estrutura com intuito de analisar o comportamento dos momentos e esforços em um elemento unitário básico, tais como um pórtico.

Em todos os exemplos foram feitas análises dentro dos resultados da aplicação observando pontos como descolamentos horizontais e verticais na estrutura, desaprumos, a redistribuição de carga dentro dos elementos da estrutura, variações nos momentos fletores e cisalhamentos nas vigas e pilares e as variações do coeficiente gama z.

5.6 Caracterização das Estruturas

5.6.1 Normas e Parâmetros Vigentes

As estruturas analisadas consistem em edificações retangulares simples, sem a consideração da existência de elementos como elevadores, escadas, reservatórios de água e pavimentos no subsolo.

As configurações das estruturas seguiram os padrões de dimensionamento de estruturas em concreto armado seguindo a norma ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014). Os valores das lajes, quando aplicado, e dos pilares seguiram o dimensionamento executado pelo *software*, incluindo a combinação para análise e dimensionamento da estrutura nos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS). Em relação às combinações de cargas aplicadas, utilizou-se a indicada na Equação 5, que também é aplicado para as interações de P – Delta:

$$\text{Combinação} = 1,4 (G_1 + G_2 + Q) + 1,1A \quad (5)$$

Onde:

G_1 – peso próprio;

G_2 – carga adicional;

Q – carga da acidental;

A – carga da água.

Em relação aos valores de sobrecarga, para os exemplos que contém lajes, foram usados os recomendados pela norma ABNT NBR 6120 (ABNT, 1980): peso próprio de 3 KN/m^2 , acidental de $1,5 \text{ KN/m}^2$ e revestimento de 1 KN/m^2 , totalizando $5,5 \text{ KN/m}^2$. O peso distribuído de paredes foi definido $5,46 \text{ KN/m}$ sem adicionais.

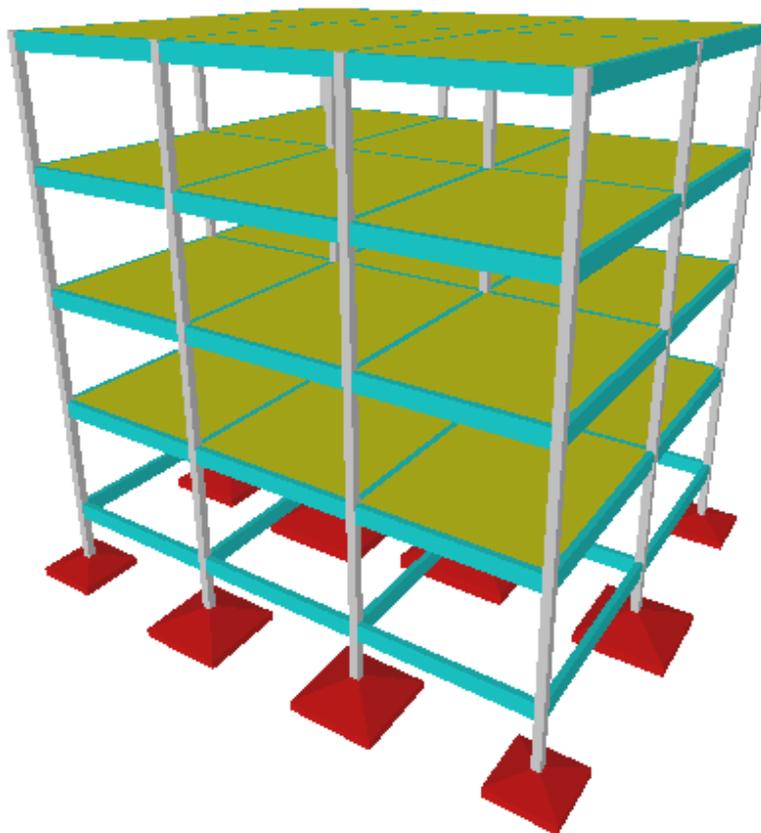
As configurações referentes ao ventos seguiram os parâmetros da ABNT NBR 6123 (ABNT, 2013), onde foram adotados os seguintes dados: velocidade de 30 m/s (região de Balsas - MA), topografia - S1 de $1,0$, categoria II para rugosidade do terreno (terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.) e fator estatístico S3 de $1,00$ (edificações tipo hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação).

5.6.2 Descrição dos Exemplos

Tanto no exemplo 1 e quanto no exemplo 2 a altura entre as lajes (pé direito) adotada foi de $2,80 \text{ m}$ e a distância entre pilares foi de $4,00 \text{ m}$ em um sentido e $5,00 \text{ m}$ no outro. Já no exemplo 1, a edificação consiste num prédio retangular simples de três pavimentos, com pilares nas dimensões de $25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$ (Figura 16 e 17). Para início das interações foi estipulada as dimensões das sapatas quadradas de $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$, assentada a uma cota de $-2,0 \text{ m}$. E, a tensão admissível do solo para efeitos de cálculos foi definida em 150 KN/m^2 .

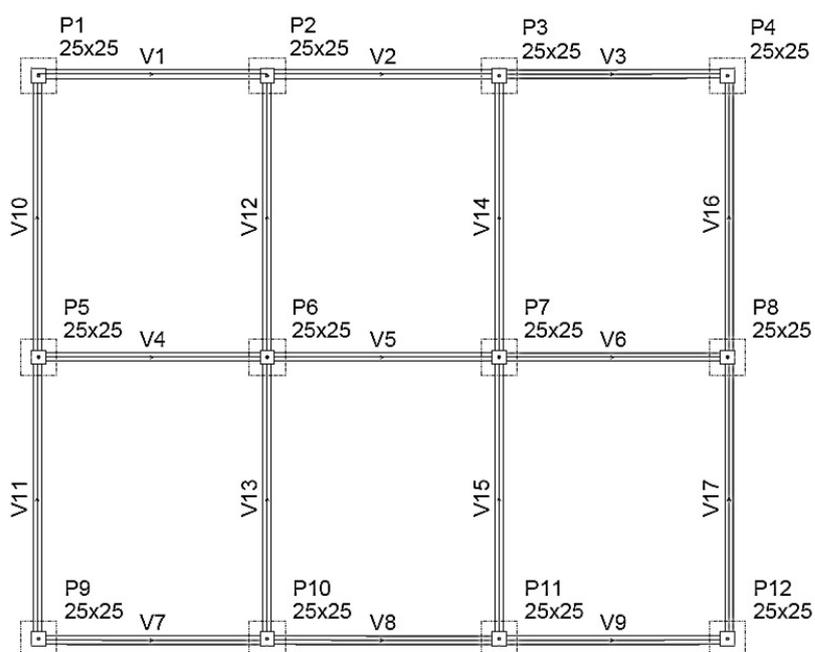
Já o exemplo 2 consiste em uma edificação retangular de dez pavimentos com fundação, térreo, nove pavimentos tipo e cobertura (Figura 18). As seções dos pilares foram definidas como $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ nos pilares centrais P6 e P7 e $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ nos demais pilares (Figura 19). Para início das interações foi estipulada as dimensões das sapatas quadradas de $3,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}$, assentada a uma cota de $-2,0 \text{ m}$. A tensão admissível do solo para efeitos de cálculos foi definida em 400 KN/m^2 , que é o máximo valor de resistência indicado na Tabela 3.

Figura 16 – Visão em 3D da edificação analisada no exemplo 1.



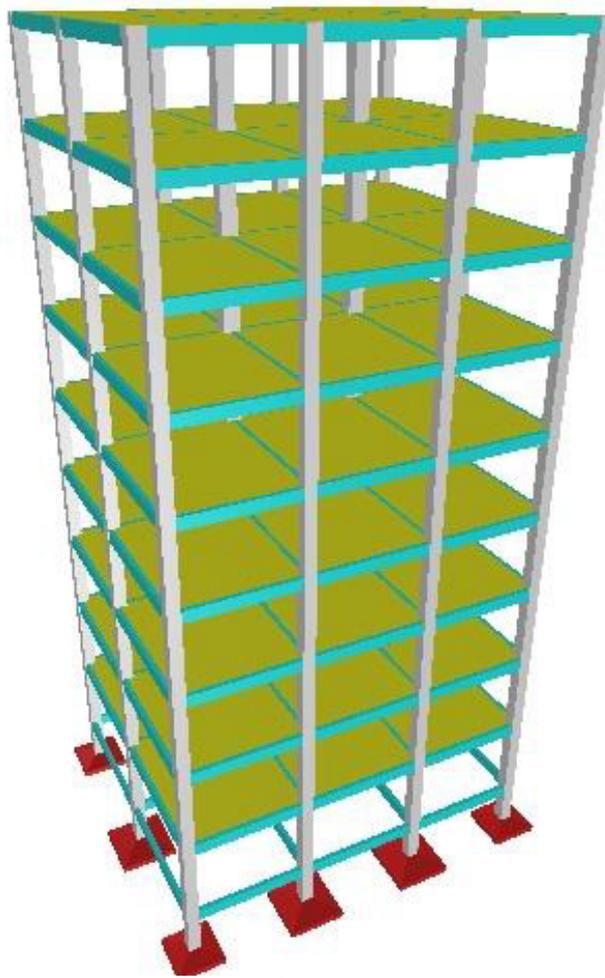
Fonte: Autor (2018).

Figura 17 – Planta do pavimento tipo do exemplo 1.



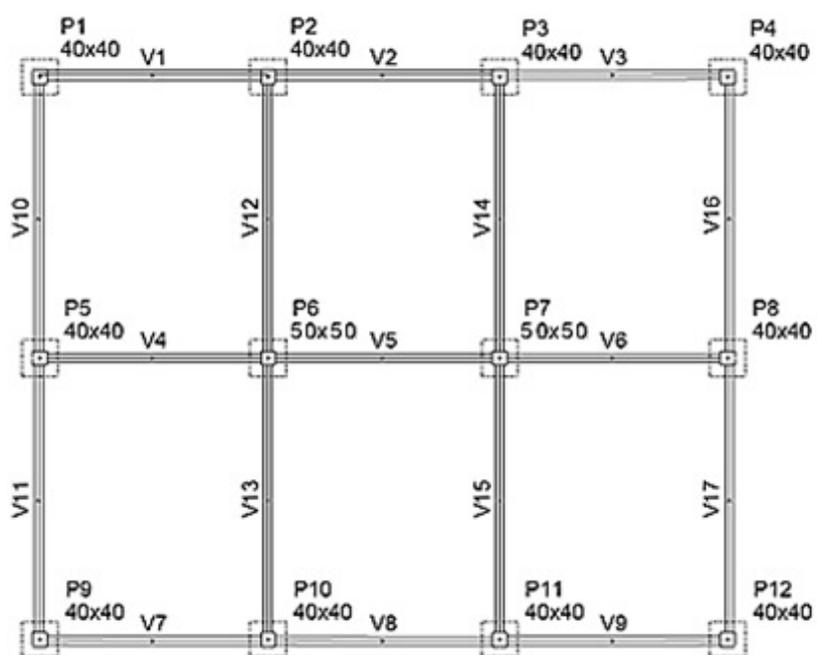
Fonte: Autor (2018).

Figura 18 – Pórtico 3D do exemplo 2



Fonte: Autor (2018).

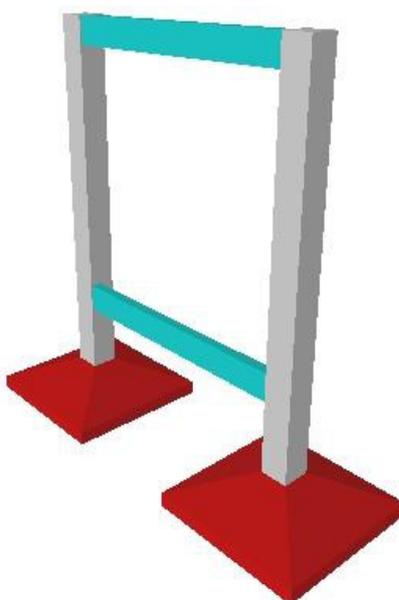
Figura 19 – Planta exemplo 2.



Fonte: Autor (2018).

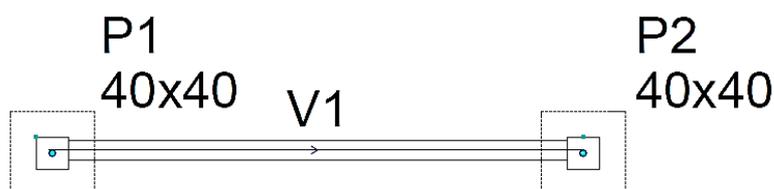
Por fim, a estrutura analisada no exemplo 3 é um pórtico básico isolado, sem a aplicação de grandes valores de cargas que está assentada em um solo com tensão admissível muito baixa, tendo com base a Tabela 3. Ainda, a estrutura é formada pelo conjunto pilares e vigas, possuindo uma viga para amarração na parte inferior, com 15 cm de base e 40 cm de altura, e tendo suas fundações em sapatas isoladas. A altura dos pilares foi estimada em 4,0 metros e o vão entre pilares foi de 4,0 m, e as seções foram definidas como 40 cm X 40 cm (Figura 20 e 21). Para início das interações foi estipulada as dimensões das sapatas quadradas de 1,5 m x 1,5 m, assentada a uma cota de -2,0 m, num solo com tensão admissível de 50 KN/m².

Figura 20 – Pórtico 3D do exemplo 1.



Fonte: Autor (2018).

Figura 21 – Planta exemplo 3



Fonte: Autor (2018).

5.6.3 Metodologia da Interação Solo Estrutura (ISE)

Metodologia para operacionalização da ISE no *software Eberick* foi abordada anteriormente no item 5.4.1. Para os cálculos dos valores de coeficiente de recalque vertical (K_v), momentos de inércia e coeficientes de mola, foram utilizadas fórmulas e tabelas automatizadas executadas em planilhas eletrônicas.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item serão analisados os resultados obtidos com a aplicação da metodologia proposta, buscando a comparação entre os modelos com e sem a aplicação da ISE, observando os parâmetros relativos a estabilidade da estrutura.

6.1 Análise do Exemplo 1 e Exemplo 2

As análises se basearam no comparativo entre os valores dos parâmetros para a mesma estrutura, sendo uma com apoios fixos (indeslocáveis) e uma aplicando a teoria da ISE. Foram analisados alguns parâmetros de relevância dentro da análise das estruturas.

6.1.1 Migração de Cargas no Exemplo 1 e Exemplo 2

As cargas aplicadas nas duas situações (apoio fixo e ISE) foram semelhantes. Devido à deformabilidade do solo ocorreu uma redistribuição de cargas nos elementos da estrutura, variações que não foram superiores a 5%, tanto no exemplo 1 como quanto no exemplo 2. As Tabelas 4 e 5 demonstram as variações nos valores de carga nos pilares de cada pavimento no exemplo 1, utilizando os apoios fixos e a ISE. Já as Tabelas 6, 7 e 8, por sua vez, demonstram as variações nos valores de carga nos pilares de cada pavimento no exemplo 2, utilizando os apoios fixos e a ISE.

Tabela 4 – Distribuição de cargas nos pilares exemplo 1.

Pilares	Apoios Fixos		Variação (%)	Apoios Fixos		Variação (%)	Apoios Fixos	
	Térreo	ISE		Pav1	ISE		Pav2	ISE
	NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)
P1	266,28	267,63	-0,5044%	254,47	255,53	-0,4148%	190,02	190,91
P2	448,21	448,43	-0,0491%	433,77	433,86	-0,0207%	324,2	324,26
P3	448,32	448,52	-0,0446%	433,88	433,95	-0,0161%	324,28	324,33
P4	266,95	267,76	-0,3025%	255,14	255,67	-0,2073%	190,65	191,01
P5	475,96	475,66	0,0631%	461,21	460,97	0,0521%	344,95	344,8
P6	780,73	779,72	0,1295%	766,09	765,28	0,1058%	573,38	572,76
P7	780,68	779,7	0,1257%	766,03	765,26	0,1006%	573,31	572,74
P8	477,77	475,76	0,4225%	463,02	461,07	0,4229%	346,77	344,87
P9	266,51	267,65	-0,4259%	254,7	255,55	-0,3326%	190,26	190,93
P10	448,37	448,49	-0,0268%	433,92	433,92	0,0000%	324,32	324,31
P11	451,62	448,51	0,6934%	437,19	433,95	0,7466%	327,66	324,33
P12	261,96	267,71	-2,1478%	250,14	255,61	-2,1400%	185,6	190,97

Fonte: Autor (2018).

Tabela 5 – Distribuição de cargas nos pilares exemplo 1.

Pilares	Apoios Fixos		Variação (%)	Apoios Fixos		Variação (%)
	Pav3	ISE		Pav4	ISE	
	NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)	
P1	125,11	125,76	-0,5169%	60,36	60,64	-0,4617%
P2	214,99	215,05	-0,0279%	106,49	106,52	-0,0282%
P3	215,02	215,09	-0,0325%	106,49	106,54	-0,0469%
P4	125,58	125,82	-0,1907%	60,53	60,67	-0,2308%
P5	229,67	229,62	0,0218%	115,56	115,53	0,0260%
P6	383,59	383,22	0,0966%	195,87	195,78	0,0460%
P7	383,53	383,21	0,0835%	195,83	195,77	0,0306%
P8	231,2	229,67	0,6662%	116,33	115,55	0,6750%
P9	125,33	125,76	-0,3419%	60,46	60,64	-0,2968%
P10	214,97	215,08	-0,0511%	106,43	106,53	-0,0939%
P11	218,48	215,09	1,5761%	108,22	106,54	1,5769%
P12	120,6	125,8	-4,1335%	58,05	60,65	-4,2869%

Fonte: Autor (2018).

Tabela 6– Distribuição de cargas nos pilares exemplo 2.

Pilares	Apoios Fixos	ISE	Variação (%)	Apoios Fixos	ISE	Variação (%)	Apoios Fixos	ISE
	Térreo	Térreo		Pav1	Pav1		Pav2	Pav2
	NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)
P1	730,33	738,07	-1,0487%	711,45	717,06	-0,7824%	630,89	635,3
P2	1064,07	1067,23	-0,2961%	1045,07	1047,09	-0,1929%	925,94	927,29
P3	1064,19	1067,34	-0,2951%	1045,19	1047,21	-0,1929%	926,05	927,4
P4	730,55	738,28	-1,0470%	711,67	717,27	-0,7807%	631,09	635,49
P5	1085,53	1080,32	0,4823%	1066,09	1060,71	0,5072%	944,31	939,24
P6	1763,92	1760,22	0,2102%	1742,23	1738,89	0,1921%	1547,8	1544,84
P7	1763,87	1760,18	0,2096%	1742,17	1738,86	0,1904%	1547,76	1544,81
P8	1085,7	1080,49	0,4822%	1066,25	1060,88	0,5062%	944,46	939,39
P9	730,37	738,11	-1,0486%	711,49	717,1	-0,7823%	630,93	635,34
P10	1064,2	1067,35	-0,2951%	1045,2	1047,21	-0,1919%	926,05	927,4
P11	1064,2	1067,35	-0,2951%	1045,2	1047,22	-0,1929%	926,05	927,4
P12	730,49	738,22	-1,0471%	711,6	717,21	-0,7822%	631,03	635,44

Fonte: Autor (2018).

Tabela 7– Distribuição de cargas nos pilares exemplo 2.

Pilares	Apoios Fixos	ISE	Variação (%)	Apoios Fixos	ISE	Variação (%)	Apoios Fixos	ISE
	Pav3	Pav3		PAv 4	Pav4		PAv 5	Pav5
	NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)
P1	547,93	551,43	-0,6347%	466,31	469,83	-0,7492%	386,26	389,12
P2	806,12	807,12	-0,1239%	686,98	687,74	-0,1105%	569,07	569,65
P3	806,21	807,21	-0,1239%	687,06	687,82	-0,1105%	569,13	569,71
P4	548,1	551,59	-0,6327%	466,47	469,98	-0,7468%	386,39	389,25
P5	822,43	817,91	0,5526%	701,33	697,42	0,5606%	581,45	578,18
P6	1354,32	1351,73	0,1916%	1160,85	1158,6	0,1916%	967,58	965,73
P7	1354,28	1351,71	0,1901%	1160,82	1158,6	0,1907%	967,55	965,71
P8	822,56	818,04	0,5525%	701,44	697,54	0,5591%	581,54	578,28
P9	547,96	551,46	-0,6347%	466,34	469,86	-0,7492%	386,29	389,15
P10	806,22	807,21	-0,1226%	687,07	687,82	-0,1090%	569,14	569,72
P11	806,22	807,21	-0,1226%	687,06	687,82	-0,1105%	569,13	569,72
P12	548,05	551,54	-0,6328%	466,42	469,94	-0,7490%	386,35	389,21

Fonte: Autor (2018).

Tabela 8– Distribuição de cargas nos pilares exemplo 2.

Pilares	Apoios Fixos ISE		Variação (%)									
	PAv 6	Pav6		PAv 7	Pav7		PAv 8	Pav8		PAv 9	Pav9	
	NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)	
P1	307	309,25	-0,7276%	228,63	230,3	-0,7251%	151,32	152,41	-0,7152%	74,48	75	-0,6933%
P2	452,6	453,04	-0,0971%	337,6	337,92	-0,0947%	223,99	224,2	-0,0937%	111,51	111,62	-0,0985%
P3	452,65	453,09	-0,0971%	337,64	337,96	-0,0947%	224,02	224,23	-0,0937%	111,52	111,63	-0,0985%
P4	307,1	309,35	-0,7273%	228,71	230,37	-0,7206%	151,37	152,46	-0,7149%	74,51	75,03	-0,6931%
P5	462,88	460,28	0,5649%	345,66	343,71	0,5673%	229,63	228,34	0,5649%	114,84	114,21	0,5516%
P6	774,41	772,93	0,1915%	581,37	580,26	0,1913%	388,23	387,5	0,1884%	195,8	195,45	0,1791%
P7	774,38	772,91	0,1902%	581,35	580,25	0,1896%	388,21	387,49	0,1858%	195,79	195,45	0,1740%
P8	462,96	460,35	0,5670%	345,72	343,76	0,5702%	229,67	228,38	0,5648%	114,86	114,23	0,5515%
P9	307,02	309,27	-0,7275%	228,65	230,31	-0,7208%	151,33	152,42	-0,7151%	74,48	75,01	-0,7066%
P10	452,65	453,09	-0,0971%	337,64	337,96	-0,0947%	224,02	224,23	-0,0937%	111,53	111,63	-0,0896%
P11	452,65	453,09	-0,0971%	337,64	337,96	-0,0947%	224,02	224,23	-0,0937%	111,53	111,63	-0,0896%
P12	307,07	309,32	-0,7274%	228,69	230,35	-0,7206%	151,36	152,45	-0,7150%	74,5	75,02	-0,6931%

Fonte: Autor (2018).

Nos dois exemplos os valores mostraram pequenas variações tanto de acréscimo de cargas como também uma redução das cargas nos pilares, como, por exemplo, os pilares P5, P6, P7 e P8, localizados mais ao centro da estrutura que sofreram redução das cargas.

No geral se observa um aumento nos valores de carga nos pilares das extremidades quando considerado a ISE em relação aos apoios fixos. Já os pilares centrais sofreram uma redução das cargas na mesma situação. A observação das cargas é importante já que os pilares das extremidades apresentam seções menores no caso do exemplo 2.

Esse fenômeno de redistribuição de cargas também é observado por Guerra, Rosa e Vale Junior (2011), onde em seus resultados relacionados as reações de apoio, notou-se a transferência de cargas dos pilares centrais para os pilares das extremidades.

Mendes (2015) ao analisar o comportamento da ISE em uma estrutura comum de concreto armado (formada por linha de pilares), também observou esse efeito de migração de cargas, verificando que os pilares centrais (P5 e P6) ficaram mais aliviados enquanto os pilares de periferia (P1 e P2) sofreram um acréscimo no carregamento vertical. Mendes (2015). Mendes (2015) montou uma tabela (Tabela

9) baseada na comparação das cargas médias nos pilares exemplo (P1, P2, P5, P6) aplicando apoios fixos e a ISE.

Tabela 9–Análise comparativa dos esforços normais nos pilares do trabalho de Mendes (2015).

Elemento	Modelo A (apoios fixos)	Modelo B (ISE)	A/B
	Carga média (tf)	Carga média (tf)	
P1 (extremidade)	94,84	101,81	0,93
P2 (extremidade)	172,18	175,69	0,98
P5 (central)	140,63	130,14	1,08
P6 (central)	260,81	250,07	1,04

Fonte: Mendes (2015).

6.1.2 Deslocamentos Horizontais

As variáveis relacionadas aos descolamentos horizontais estão ligadas diretamente com a estabilidade da estrutura (verificando a necessidade de enrijecimento da estrutura), variáveis essas que incluem os deslocamentos horizontais, o coeficiente Gama -Z e o fator P – Delta, onde, de acordo com a Tabela 10, se observa um crescimento nos deslocamentos horizontais na estrutura tanto no eixo X como no eixo Y.

O modelo considerando a ISE mostrou deslocamentos maiores do que o modelo com apoios fixos, onde a variação chegou a valores de 5% nos eixos de Y e 4% nos eixos de X para o exemplo 1 (Tabela 10). Já no exemplo 2 a variação chegou a valores de 9% nos eixos de Y e 10% nos eixos de X (Tabela 11). O exemplo 2 mostrou maiores valores de deslocamento horizontal devido a configuração da estrutura, sendo essa mais esbelta

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais exemplo 1.

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Deslocamento com ISE (cm)	0,25	-0,25	0,41	-0,41
Deslocamento Apoios Fixos (cm)	0,24	-0,24	0,39	-0,39
Variação	4%	4%	5%	5%

Fonte: Autor (2018).

Tabela 11– Deslocamentos horizontais exemplo 2.

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Deslocamento com ISE (cm)	0,92	-0,92	1,64	-1,64
Deslocamento Apoios Fixos (cm)	0,84	-0,84	1,51	-1,51
Variação	10%	10%	9%	9%

Fonte: Autor (2018).

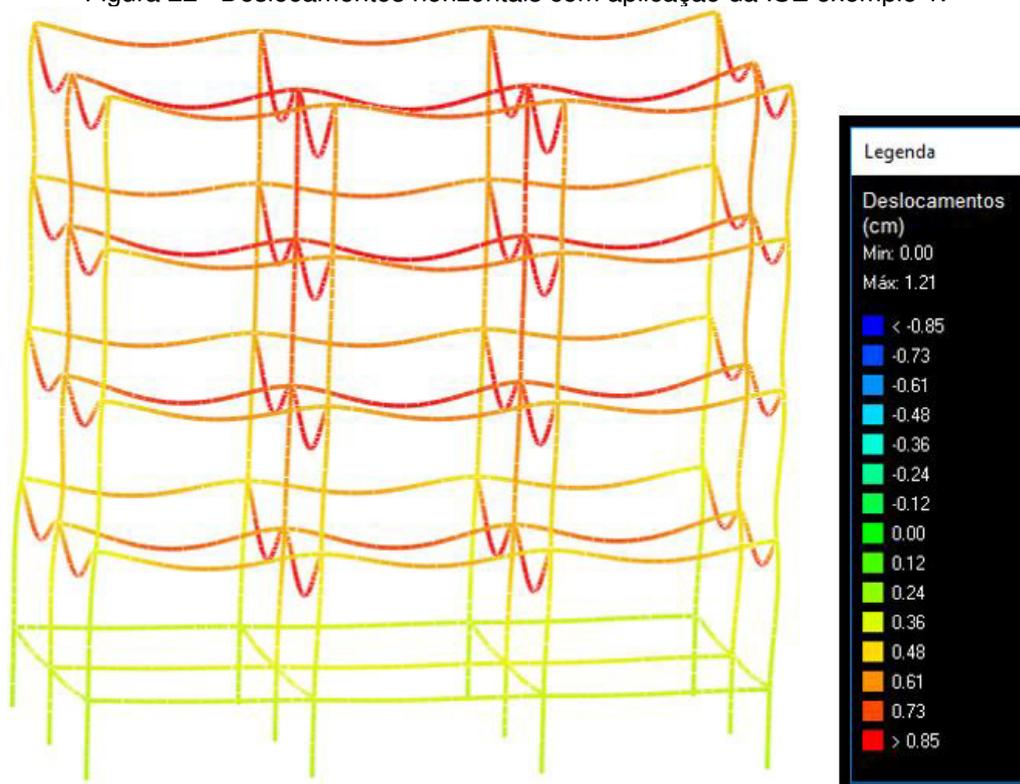
Essas variações estão relacionadas ao fato da mudança dos apoios. Aplicação da ISE torna a base da estrutura mais flexível em relação ao solo (molas), fator que reflete no deslocamento dos últimos pavimentos em estruturas mais esbeltas.

Os comportamentos desses deslocamentos estão representados nas Figuras 22 e 23, para o exemplo 1, e 24 e 25 para o exemplo 2, através da ilustração dos pórticos. Ressalta-se que as imagens tiveram seu grau de sensibilidade ampliado em 200 vezes, a fim de tornar possível a análise através. Com base nessas figuras, se nota um aumento dos deslocamentos no topo da edificação e um acréscimo acentuado nas vigas intermediárias dos pórticos. Mendes (2015) justifica esse fenômeno devido à flexibilização dos apoios, que fizeram com que os momentos atuantes nos pilares migrassem para as vigas dos pavimentos. Mendes (2015), ainda, obteve valores de deslocamentos horizontais aplicando a ISE de 0,65 cm em um eixo (0°) e 1,14 cm no outro eixo (90°). Quando comparados com os valores dos apoios fixos, se registrou um acréscimo de 52% no deslocamento horizontal.

Essas variações mostram a interferência direta da ISE na estabilidade e deslocamentos da estrutura. Essas informações possibilitam ao projetista aumentar, de acordo com a necessidade, a rigidez dos elementos da estrutura a fim de respeitar os limites de deslocamentos expostos na norma ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014).

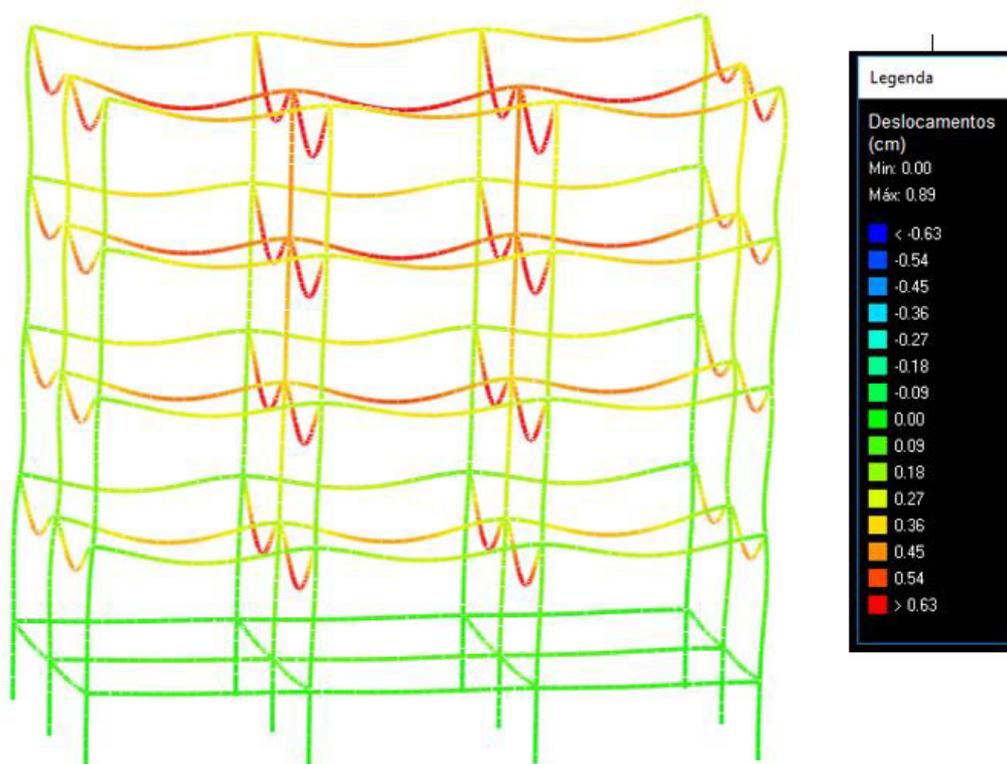
Antoniuzzi (2011) registrou variações médias de até 35% ao comparar os deslocamentos horizontais aplicando a ISE com a aplicação de apoios fixos. Estudos esses que validam a necessidade da aplicação da ISE em projetos de estruturas.

Figura 22– Deslocamentos horizontais com aplicação da ISE exemplo 1.



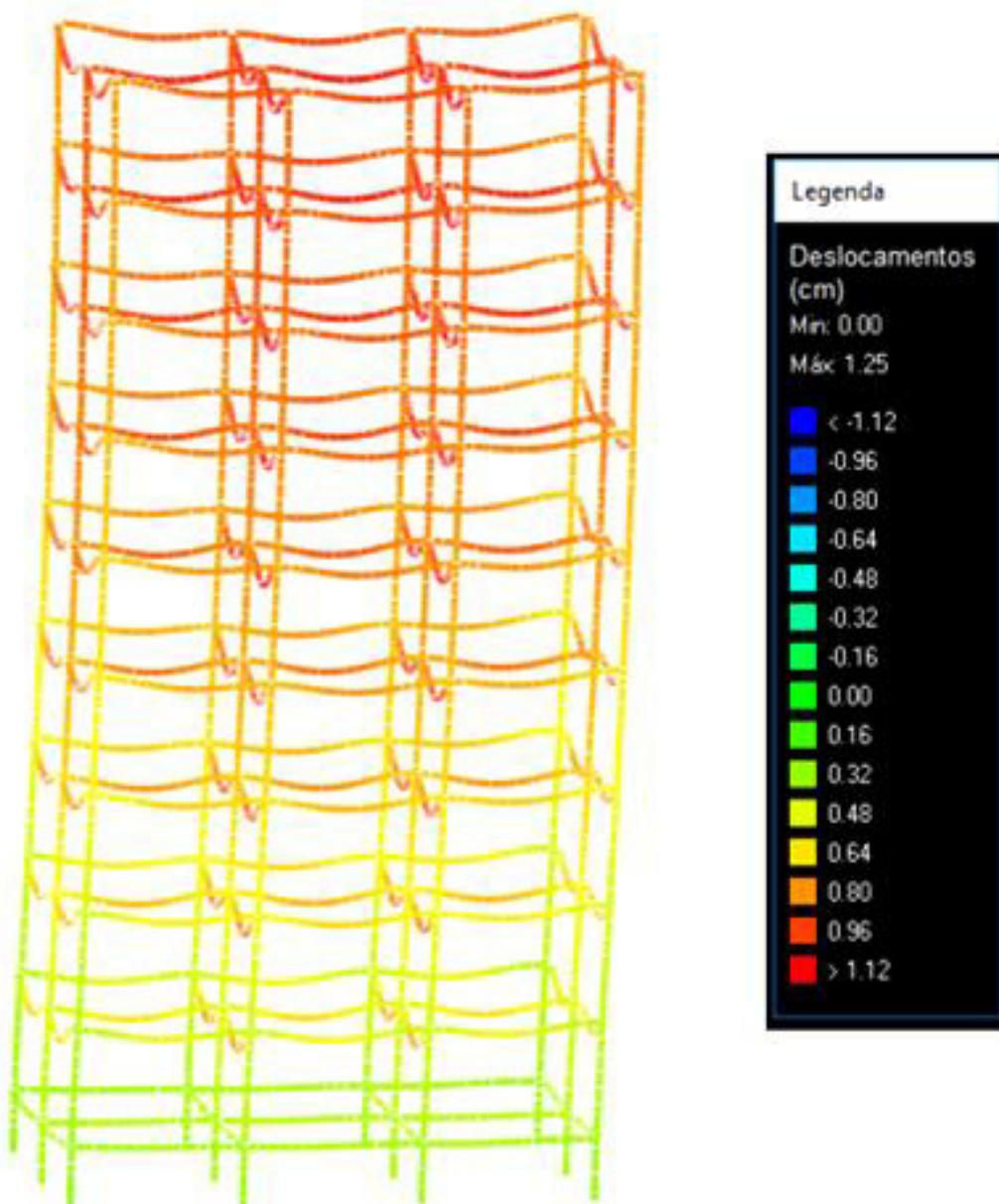
Fonte: Autor (2018).

Figura 23– Deslocamentos horizontais com Apoios fixos exemplo 1.



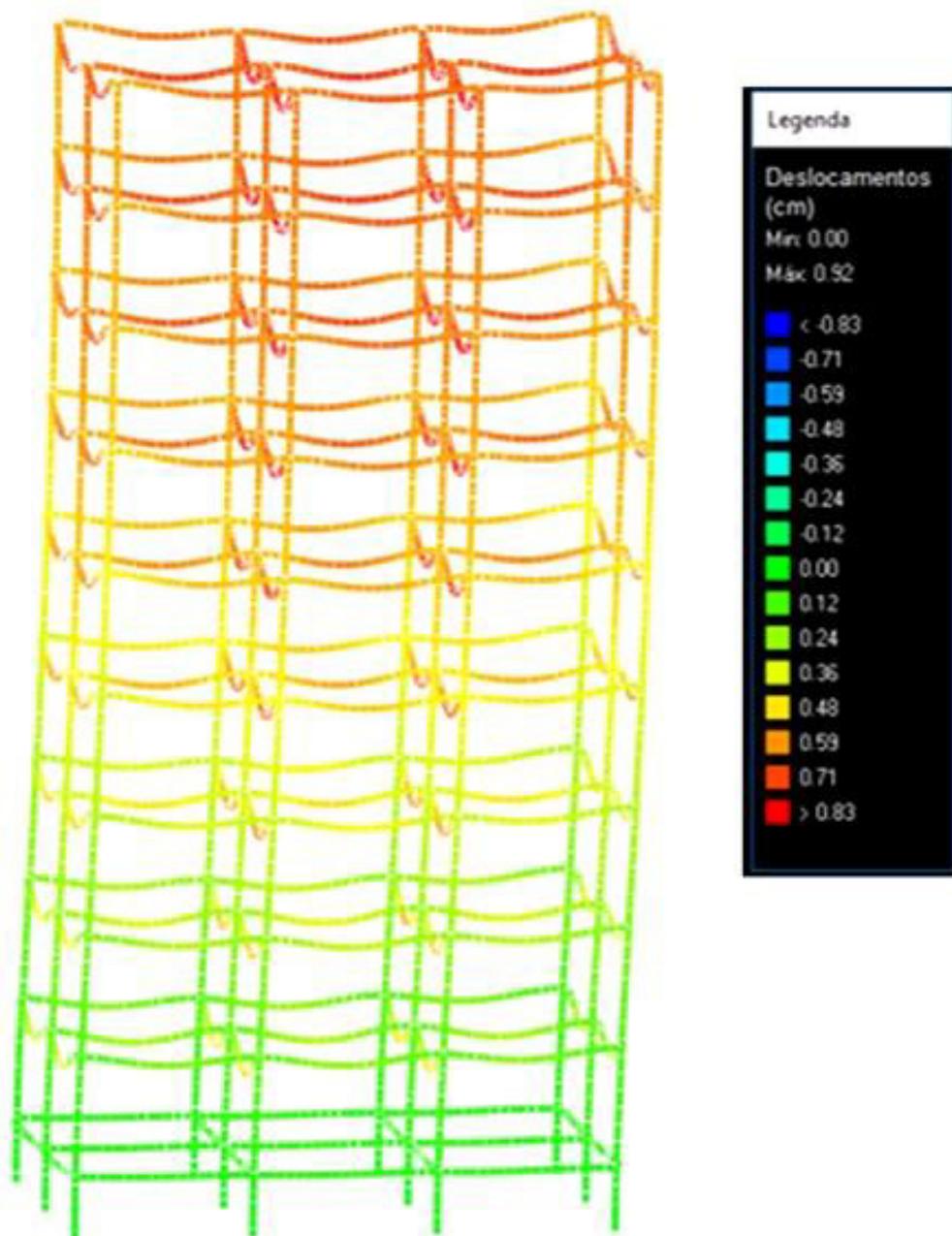
Fonte: Autor (2018).

Figura 24– Deslocamentos horizontais com aplicação da ISE exemplo 2.



Fonte: Autor (2018).

Figura 25– Deslocamentos horizontais sem aplicação da ISE exemplo 2.



Fonte: Autor (2018).

6.1.3 Coeficiente Gama - Z e Momentos de 2ª ordem

O coeficiente Gama - Z é um parâmetro que avalia de forma simples e bastante eficiente a estabilidade global de uma estrutura. Possibilita, ainda, fazer a estimativa dos esforços de segunda ordem, aplicando uma majoração dos esforços de primeira ordem (MENDES, 2015).

Edificações tidas como rígidas não necessitam da análise de segunda ordem aprofundada. Edificações mais esbeltas, com a existência de “nós” flexíveis, trazem a necessidade da análise dos momentos de segunda ordem.

A norma ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) coloca o valor de 1,1 como valor máximo para a utilização do parâmetro Gama-Z. Valores acima de 1,1 indicam a necessidade de uma análise mais detalhada, aplicando outro parâmetro o P – Delta.

Foram analisados os pontos gama – Z e momentos de 2ª ordem tanto no exemplo 1 como no exemplo 2. No exemplo 1 (Tabela 12) ocorreram variações máximas de 1% (eixo Y) e 5% (eixo X), respectivamente.

No exemplo 2 (Tabela 13), as variações foram maiores, sofrendo essas variações máximas de 1% (eixo Y) e 9% (eixo X), respectivamente. Nesse exemplo, devido a esbeltes da estrutura, nota-se a necessidade da utilização do parâmetro P – Delta para a análise da estabilidade da estrutura ou o emprego de outros artifícios (seções de pilares, vãos de elevador, número de pilares, mudança na planta) a fim de aumentar a rigidez da estrutura.

O momento de tombamento representa a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada no exemplo, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura. Nos dois exemplos esse parâmetro não sofreu alterações.

Tabela 12 – Variações Gama – Z exemplo 1.

Variáveis	Apoios Fixos	ISE	Variação (%)	Apoios Fixos	ISE	Variação (%)
	Eixo X	Eixo X		Eixo Y	Eixo Y	
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	36,49	36,49	0%	47,71	47,71	0%
Momento de 2a.ordem de cálculo (tf.m)	3,28	3,39	3%	5,06	5,31	5%
Gama-Z	1,1	1,1	0%	1,12	1,13	1%

Fonte: Autor (2018).

Tabela 13 – Variações Gama – Z exemplo 2.

Variáveis	Apoios Fixos	ISE	Variação (%)	Apoios Fixos	ISE	Variação (%)
	Eixo X	Eixo X		Eixo Y	Eixo Y	
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	220,98	220,98	0%	287,63	287,63	0%
Momento de 2a.ordem de cálculo (tf.m)	22,97	25,14	9%	39,03	42,47	9%
Gama-Z	1,12	1,13	1%	1,16	1,17	1%

Fonte: Autor (2018).

6.2 Análise do exemplo 3

6.2.1 Cargas

As cargas aplicadas nas duas situações foram semelhantes. Ocorreu uma alteração nos valores de cargas (pequena alteração devido aos valores minimizados de carga). As tabelas 14 demonstram as variações nos valores de carga nos pilares de cada pavimento, utilizando os apoios fixos e a ISE.

Tabela 14– Distribuição de cargas nos pilares exemplo 3.

Pilares	Apoios Fixos		Variação (%)	ISE		Variação (%)
	Térreo	Térreo		Pav1	Pav1	
	NPos (kN)	NPos (kN)		NPos (kN)	NPos (kN)	
P1	27,87	27,91	-0,1433%	18,94	18,95	-0,0528%
P2	27,87	27,91	-0,1433%	18,94	18,95	-0,0528%

Fonte: Autor (2018).

6.2.2 Deslocamentos Horizontais

Ocorreram variações nos valores dos deslocamentos horizontais nas estruturas comparando os modelos com apoios fixos e com a ISE, onde nos eixos referentes a X não se observou alterações, ficando as variações restritas aos eixos de Y, chegando essas variações (Tabela 15) em Y a valores maiores que 100% (117%).

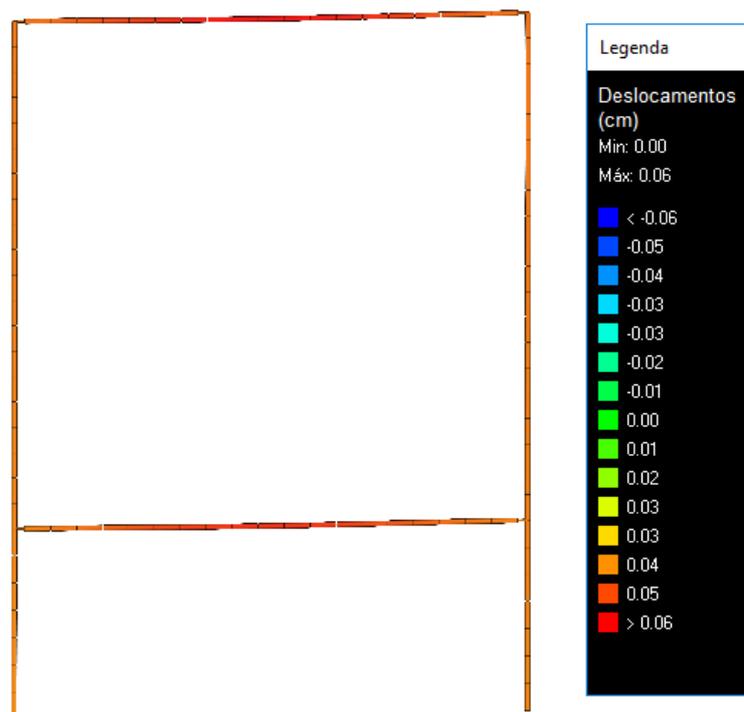
Tabela 15 – Deslocamentos horizontais exemplo 3.

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Deslocamento com ISE (cm)	0	0	0,13	-0,13
Deslocamento Apoios Fixos (cm)	0	0	0,06	-0,06
Variação	0	0	117%	117%

Fonte: Autor (2018).

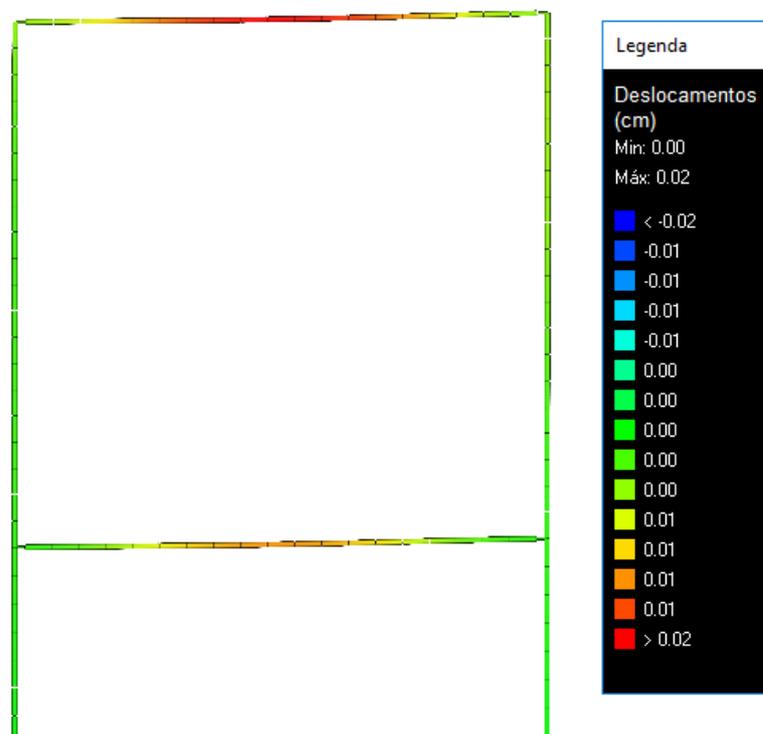
Os comportamentos desses deslocamentos estão representados nas Figuras 26 e 27 através da ilustração dos pórticos. Aqui as imagens tiveram seu grau de sensibilidade ampliado em 100 vezes. Pode-se observar quando aplicado a ISE um acréscimo acentuado em toda a estrutura e no modelo que aplica os apoios fixos verificou-se um deslocamento maior apenas na viga, representando o momento existente.

Figura 26 – Deslocamentos horizontais com aplicação da ISE exemplo 3.



Fonte: Autor (2018).

Figura 27 – Deslocamentos horizontais sem aplicação da ISE exemplo 3.

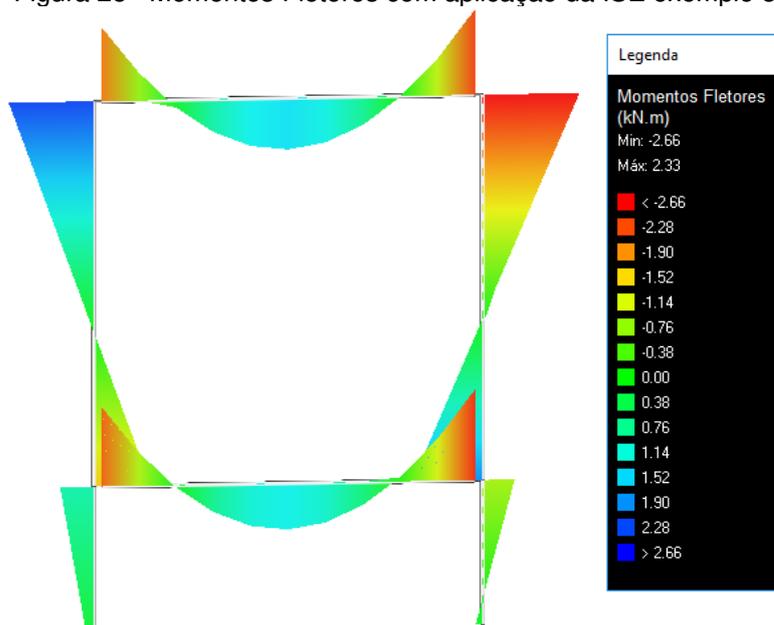


Fonte: Autor (2018).

6.2.3 Momentos Fletores

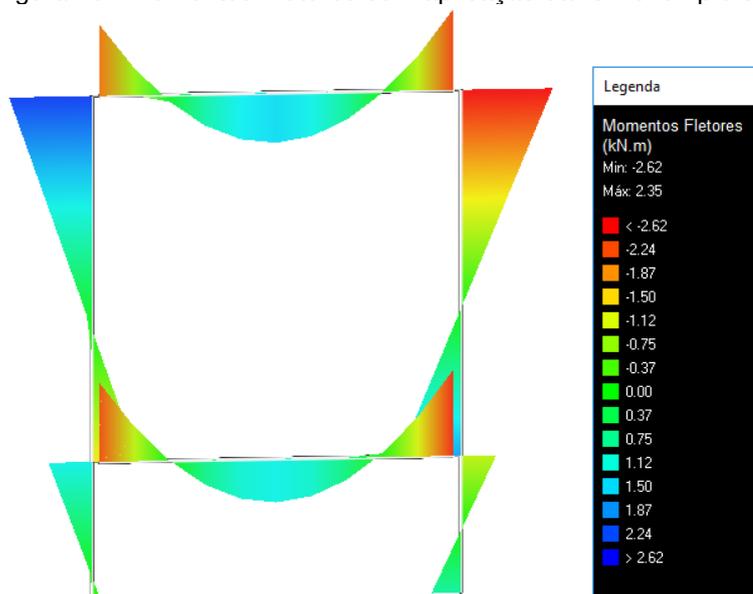
Os momentos fletores foram maiores quando aplicado a ISE, mas há uma pequena variação. A alteração mais evidente foi o comportamento dos momentos na base dos pilares, variações essas devido ao tipo de engaste aplicado (Fixo ou ISE). As Figuras 28 e 29 demonstram esses efeitos – estas tiveram o grau de sensibilidade ampliado 100 vezes.

Figura 28– Momentos Fletores com aplicação da ISE exemplo 3.



Fonte: Autor (2018).

Figura 29– Momentos Fletores sem aplicação da ISE exemplo 3.

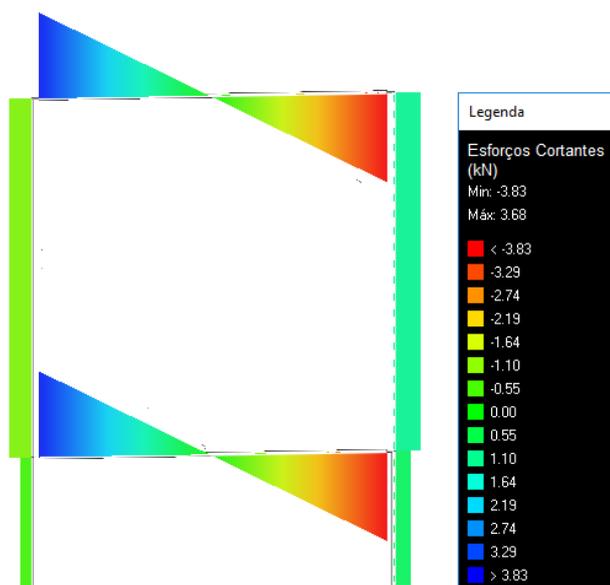


Fonte: Autor (2018).

6.2.4 Esforço Cortante

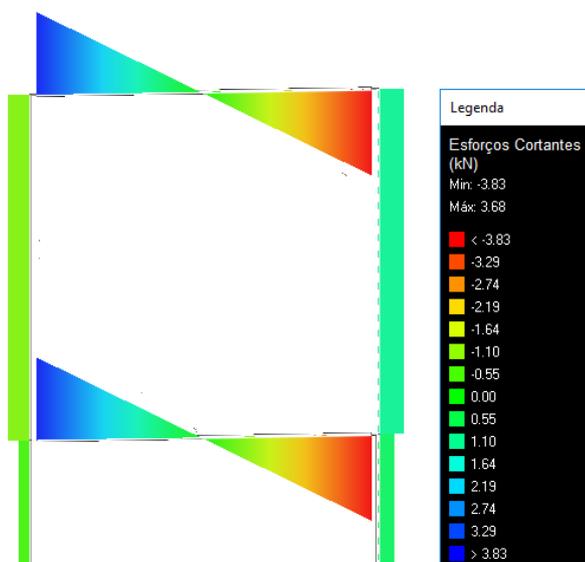
As variações nos esforços cortantes foram mínimas, não demonstrando pontos de alerta, e isso se deu devido a não relação direta do esforço cortante com os deslocamentos sofridos na estrutura. As Figuras 30 e 31 demonstram esses efeitos – também tiveram seu grau de sensibilidade ampliado 100 vezes.

Figura 30– Esforços cortantes com aplicação da ISE exemplo 3



Fonte: Autor (2018).

Figura 31–Esforços cortantes sem aplicação da ISE.



Fonte: Autor (2018).

7 CONCLUSÃO

Como exposto nos exemplos analisados anteriormente e nos estudos sobre o tema, a análise dos efeitos da interação solo estrutura traz variações nos parâmetros da estrutura como migração de cargas em pilares, fundações e variação dos deslocamentos horizontais, influenciando na estabilidade global da estrutura e nos valores de recalques.

Os objetivos e hipóteses que moveram o trabalho alcançaram os resultados esperados. Com base nos valores de variação observados, se faz necessário a introdução da prática da análise desses efeitos no dia a dia da elaboração de projetos, já que tais comportamentos podem influenciar no surgimento de possíveis patologias e alterações estruturais, principalmente quando combinados com situações extremas e atípicas, como execução errada de etapas construtivas, mau uso da estrutura e choques mecânicos.

O comportamento desses efeitos, como explanado anteriormente, depende de diversos fatores, sendo necessária a análise de caso a caso para observação da capacidade de influência da ISE no comportamento estrutural.

Por fim, frisa-se a necessidade da ampliação do estudo, propondo novos modelos, exemplos numéricos e técnicas de análise para a comprovação dos efeitos da ISE. Tais análises, por exemplo, pode se estender para outros tipos de fundação, edificações, maior ou menor números de pavimentos, tipos de solo etc.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1991.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6489**: prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: 1984.

_____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro: 2014.

COLARES, G.M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 83 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R; CRISPEL, F. A. A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, quatro, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, v.1, p.191-202.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S. Interação solo-estrutura em edifícios altos. In: X COBRAMSEF / 1º SBMR, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu, Paraná, 1994. p.134 .

GEOAX ENGENHARIA. **Provas de carga estática em estacas**. Disponível em: <<http://www.geoaxengenharia.com.br/ensaio-de-placa/>>. Acesso em: 28 ago. 2018.

GUERRA, M. V. P.; ROSA, P. P. O. de M.; VALE JR, R. B. do. **Análise da interação solo-estrutura em edifícios sobre sapatas**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2011.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo estrutura e sua influência em recalques de edifícios**. 1990. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/RJ, Rio de Janeiro, 1990.

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

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo – estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. 157 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

KIRSTEN A. **Exemplo de obtenção dos coeficientes de mola em sapatas**. 2016. Disponível em: < <http://faq.altoqi.com.br/content/174/1755/pt-br/exemplo-deobten%C3%A7%C3%A3o-dos-coeficientes-de-mola-em-sapatas.html>>(2016). Acesso em 13/11/2018.

MENDES, R. dos S. Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado. **Revista Especialize On-Line IPOG**, v. 01, n. 10, 2015.

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

SIVELLI, M. G. **Interação solo-estrutura no projeto estrutural de edifícios de múltiplos andares**. 2018. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

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

TQS INFORMÁTICA. **Manual do usuário: SISEs Sistema de interação solo-estrutura**. São Paulo: TQS informática, 2011.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações, volume 1: critérios de Projeto: investigação de subsolo: fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, São Paulo, 2011.