



**ALEXANDRE VILAÇA SILVA**  
**FERNANDA APARECIDA SOUZA**

**DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA PARA  
ANÁLISES DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM  
SAPATAS**

**LAVRAS – MG**

**2019**

**ALEXANDRE VILAÇA SILVA**  
**FERNANDA APARECIDA SOUZA**

**DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA PARA ANÁLISES DA INTERAÇÃO  
SOLO-ESTRUTURA EM SAPATAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Universidade Federal de Lavras, como parte das  
exigências do curso de Engenharia Civil, para  
obtenção do título de Bacharel.

Prof. Me. Eduardo Souza Cândido  
Orientador  
Prof. Dr. Ígor José Mendes Lemes  
Coorientador

**LAVRAS – MG**  
**2019**

**ALEXANDRE VILAÇA SILVA**  
**FERNANDA APARECIDA SOUZA**

**DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA PARA ANÁLISES DA INTERAÇÃO  
SOLO-ESTRUTURA EM SAPATAS**

**DEVELOPMENT OF A PROGRAM FOR SOIL-STRUCTURE INTERACTION  
ANALYSIS ON FOOTINGS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Universidade Federal de Lavras, como parte das  
exigências do curso de Engenharia Civil, para  
obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 07 de novembro de 2019

Me. Eduardo Souza Cândido - UFLA

Dr. Ígor José Mendes Lemes - UFLA

Me. Raquel Mariano Linhares - UFLA

Prof. Me. Eduardo Souza Cândido  
Orientador

**LAVRAS – MG**

**2019**

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente à DEUS por ter permitido a realização deste trabalho.

Ao professor Eduardo Souza Cândido, orientador deste trabalho, pela paciência, amizade, conselhos e incentivos em todos os momentos;

Ao professor coorientador, Ígor José Mendes Lemes, pelos auxílios e sugestões durante o desenvolvimento do programa computacional, e pela amizade construída ao longo do curso;

Aos amigos Milena Camila Oliveira, Millena Cristina Barros, Esthela Rosa Coimbra, Bruno Antonio da Silva e Mateus Henrique Sottani pelo convívio, troca de conhecimentos, amizade e incentivos durante toda nossa graduação;

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia da Universidade Federal de Lavras, pelos ensinamentos e apoio;

À Universidade Federal de Lavras, pelo excelente curso de graduação e pela infraestrutura oferecida, em especial o Laboratório de Geotecnia e Pavimentação, que esteve disponível durante toda a realização do trabalho;

À todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização deste trabalho.

*“Tudo o que temos que decidir é o que fazer com o  
tempo que nos é dado.”  
(J. R. R. Tolkien)*

## RESUMO

O estudo da Interação Solo-Estrutura (ISE) aborda a análise conjunta da superestrutura e da fundação de uma edificação. Apesar da grande importância da relação de dependência entre os projetos estruturais e de fundação, a mesma é pouco considerada pelos engenheiros devido à sua complexidade de análise, ocasionando assim na desconsideração de fatores determinantes como a deformabilidade do solo. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo a avaliação do efeito da interação solo-estrutura em projetos estruturais de edifícios assentados sobre sapatas por meio da elaboração de uma ferramenta computacional denominada AnISEs (Análise da Interação Solo-Estrutura). O programa tem a finalidade de estimar os recalques em meio elástico homogêneo e não homogêneo por meio das metodologias de Camada Semi-Infinita, Camada Finita e Schmertmann (1978). Com os valores de recalques, seu objetivo final é determinar o coeficiente de mola para as sapatas, com o auxílio de softwares estruturais para obtenção dos dados de entrada referentes às cargas da superestrutura e às dimensões da fundação. Para a avaliação da interação, foi realizado um estudo de caso em um edifício, onde a metodologia se deu de forma iterativa por meio do uso conjunto do AnISEs e de um software para dimensionamento estrutural. A ISE foi aplicada de maneira a buscar a convergência dos recalques ou das reações de apoio, assim como a analisar a redistribuição dos esforços nos pilares. Após a análise da ISE no edifício, observou-se uma redistribuição nos esforços da estrutura, com diminuição de quase 4% no valor das reações de apoio mais elevadas, assim como redução nos recalques da maioria dos elementos de fundação. Assim, conclui-se que a consideração da ISE em projetos pode de fato influenciar significativamente nos resultados, e que a ferramenta AnISEs se mostrou eficiente nessa aplicação.

**Palavras-chaves:** Interação Solo-Estrutura, Recalques, Sapatas, Esforços, Análise estrutural.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Elaboração dos projetos estrutural e de fundações.	14
Figura 2 – Modelo de camada finita.	18
Figura 3 – Fatores de influência $\mu_0$ e $\mu_1$ .	19
Figura 4 – Maciço composto por duas camadas.	19
Figura 5 – Sapata fictícia apoiada na segunda camada.	21
Figura 6 – Fator de influência na deformação vertical.	22
Figura 7 – Fator de influência na deformação vertical.	24
Figura 8 – Consideração da deformação do solo no método de Winkler.	26
Figura 9 – Respostas dos diferentes modelos.	28
Figura 10 – Ensaio de placa.	29
Figura 11 – Tela inicial.	36
Figura 12 – Tela Principal.	36
Figura 13 – Dados de entrada.	37
Figura 14 – Dados do solo.	37
Figura 15 – Dados do solo com módulo de deformabilidade (Es).	37
Figura 16 – Dados Fundação.	38
Figura 17 – Dados Estrutura.	38
Figura 18 – Procedimentos.	39
Figura 19 – Método Camada Semi-Infinita.	39
Figura 20 – Cálculo do fator influência ( $I_p$ ).	39
Figura 21 – Método Camada Finita.	40
Figura 22 – Fatores $\mu_0$ e $\mu_1$ .	40
Figura 23 – Método Schmertmann (1978).	41
Figura 24 – Coeficientes de reação vertical e coeficientes de mola.	41
Figura 25 – Sapata Assentada sobre solo argiloso.	42
Figura 26 – Estimativa do recalque em camada Semi-Infinita.	43
Figura 27 – Sapata assentada sobre solo argiloso com topo rochoso visível.	43
Figura 28 – Estimativa do recalque em camada finita efetuada pelo programa AnISEs.	44
Figura 29 – Sapata assentada sobre solo estratificado.	45
Figura 30 – Estimativa do recalque em multicamadas pelo programa AnISEs.	45
Figura 31 – Sapata apoiada sobre solo arenoso, com $I_{z,máx}$ em 0,67.	46
Figura 32 – Estimativa do recalque da sapata isolada pelo método de Schmertmann (1978).	47
Figura 33 – Estimativa do recalque da sapata corrida pelo método de Schmertmann (1978).	49

Figura 34 – Pórtico Plano Carregado.	49
Figura 35 – Reações de apoio calculadas pelo Ftool Basic <sup>®</sup> .	50
Figura 36 – Resultados da primeira iteração efetuada no AnISEs.	51
Figura 37 – Pórtico carregado para primeira iteração efetuada.	51
Figura 38 – Reações de apoio encontradas pelo Ftool Basic <sup>®</sup> na primeira iteração.	52



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de influência $I_p$ .	17
Tabela 2 – Fator $\alpha$ .	17
Tabela 3 – Fator K.	17
Tabela 4 – Valores de $k_{s1}$ em kgf/cm <sup>2</sup> .	29
Tabela 5 – Estimativa de recalque para sapata isolada pelo método de Schmertmann (1978) obtida com a utilização do Microsoft Office Excel.	47
Tabela 6 – Valores de $q_c$ com a profundidade.	47
Tabela 7 – Valores de $E_s$ com a profundidade.	48
Tabela 8 – Estimativa de recalque para sapata corrida pelo método de Schmertmann (1978) obtida com a utilização do Microsoft Office Excel.	48
Tabela 9 – ISE com controle dos coeficientes de mola.	50
Tabela 10 – Coeficientes de mola e reações encontradas em cada iteração no AnISEs.	52
Tabela 11 – Dados da sondagem SPT do solo.	53
Tabela 12 – Reações de apoio sem aplicação da ISE.	54
Tabela 13 – Reações de apoio obtidas com aplicação da ISE.	55
Tabela 14 – Reações de apoio obtidas com e sem a consideração da ISE.	56
Tabela 15 – Recalques das sapatas com e sem a consideração da ISE.	58
Tabela 16 – Momentos positivos com e sem a consideração da ISE.	59
Tabela 17 – Momentos negativos com e sem a consideração ISE.	59
Tabela 18 – Peso de aço consumido com e sem a consideração da ISE.	60

## **LISTA DE GRÁFICOS**

Gráfico 1 – Variação do recalque de acordo com a reação de apoio (sem ISE).	55
Gráfico 2 – Variação do recalque de acordo com a reação de apoio (com ISE).	56
Gráfico 3 – Variação das reações de apoio com e sem ISE.	57
Gráfico 4 – Variação dos recalques com e sem ISE.	58
Gráfico 5 – Variação dos momentos positivos com e sem a consideração da ISE.	59
Gráfico 6 – Variação dos momentos negativos com e sem a consideração da ISE.	60

## **LISTA DE FLUXOGRAMAS**

Fluxograma 1 – Estrutura do AnISEs no Delphi.	34
Fluxograma 2 – Sequência de passos de execução do AnISEs.	35

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b>	<b>14</b>
<b>2.1</b>	<b>Interação Solo-Estrutura</b>	<b>14</b>
<b>2.2</b>	<b>Recalques</b>	<b>15</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Recalques Imediatos em Meio Elástico Homogêneo (MEH)</b>	<b>16</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Recalques Imediatos em Meio Elástico Não Homogêneo (MENH)</b>	<b>21</b>
<b>2.3</b>	<b>Modelagem da interação solo-estrutura</b>	<b>25</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Método de Winkler</b>	<b>25</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Modelo de molas não lineares</b>	<b>27</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Modelo de meio contínuo</b>	<b>27</b>
<b>2.3.4</b>	<b>Coefficiente de reação vertical do solo</b>	<b>28</b>
<b>2.4</b>	<b>Programas comerciais</b>	<b>31</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Eberick</b>	<b>31</b>
<b>2.4.2</b>	<b>TQS</b>	<b>32</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Cypecad</b>	<b>32</b>
<b>3</b>	<b>DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA</b>	<b>33</b>
<b>3.1</b>	<b>Estrutura</b>	<b>33</b>
<b>3.2</b>	<b>Interface gráfica</b>	<b>36</b>
<b>3.3</b>	<b>Validação</b>	<b>41</b>
<b>3.3.1</b>	<b>Recalques em Meio Elástico Homogêneo</b>	<b>42</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Recalques em Meio Elástico Não Homogêneo</b>	<b>46</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Validação do processo iterativo</b>	<b>49</b>
<b>4</b>	<b>ESTUDO DE CASO</b>	<b>53</b>
<b>4.1</b>	<b>Caracterização da estrutura</b>	<b>53</b>
<b>4.2</b>	<b>Modelo sem aplicação da ISE</b>	<b>54</b>
<b>4.3</b>	<b>Modelo com a aplicação da ISE</b>	<b>55</b>
<b>4.4</b>	<b>Comparação dos resultados</b>	<b>56</b>

<b>4.4.1</b>	<b>Reações de apoio</b>	<b>56</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Recalques</b>	<b>57</b>
<b>4.4.3</b>	<b>Esforços</b>	<b>58</b>
<b>4.5</b>	<b>Análise da viabilidade econômica</b>	<b>60</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES</b>	<b>62</b>
<b>5.1</b>	<b>Conclusões</b>	<b>62</b>
<b>5.2</b>	<b>Sugestões</b>	<b>62</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>63</b>
	<b>APÊNDICE A – Planta de forma do pavimento tipo da edificação</b>	<b>66</b>
	<b>APÊNDICE B – Corte esquemático da edificação</b>	<b>67</b>
	<b>APÊNDICE C – Planta de Fundação da edificação</b>	<b>68</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As crescentes demandas no ramo da construção civil vêm tornando os projetos de engenharia mais modernos e complexos. Assim, faz-se imprescindível que as empresas e projetistas busquem métodos mais rápidos e eficientes para o desenvolvimento de projetos, fator que torna o uso de softwares indispensável para desenvolvimento e modelagem estrutural.

Apesar dos avanços nos softwares para cálculo e nos métodos de análise estrutural, muitas simplificações ainda são feitas na etapa de modelagem de um edifício. No Brasil, os engenheiros geotécnicos se preocupam principalmente com a quantificação dos recalques das edificações, desconsiderando os problemas gerados pela redistribuição dos esforços que esses recalques geram na estrutura. Além disso, Souza et al. (2008) citaram que há décadas as fundações são consideradas apoiadas sobre vínculos indeslocáveis nos projetos em geral, onde o sistema estrutura-fundação-solo é calculado separadamente. Apesar de ter possibilitado inúmeros avanços nos projetos estruturais, essa simplificação nem sempre leva a resultados que condizem com a realidade física.

Visando uma abordagem mais realista para os problemas estruturais, diversos estudos vêm sendo desenvolvidos considerando a interação solo-estrutura (ISE), que avalia a resposta conjunta de três sistemas fortemente interligados: a estrutura, a fundação e o solo. Porém, a aplicação prática da ISE enfrenta obstáculos, devido ao limitado tratamento nas normas. A ABNT NBR 6122:2010 destaca que a análise da ISE deve ser realizada em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações possa influenciar na distribuição de esforços. A ABNT NBR 6118:2014 recomenda para blocos, o uso da ISE sempre que houver forças horizontais significativas ou forte assimetria. No entanto, apesar das normas sugerirem a utilização da ISE, elas não fornecem diretrizes para sua execução.

Para a avaliação da ISE, uma das etapas essenciais é a escolha adequada do modelo para representação do solo. De acordo com Velloso e Lopes (2002), dois modelos podem ser considerados principais, o modelo de Winkler e o modelo do meio contínuo, sendo este dividido em elástico e elastoplástico.

Dentro desse contexto, este trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de uma ferramenta computacional para auxiliar na análise da ISE, levando em consideração a redistribuição dos esforços gerada pelos recalques da edificação. O programa foi validado e sua aplicabilidade verificada por meio de um estudo de caso de um edifício hipotético de 5 andares assentado sobre sapatas rígidas.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

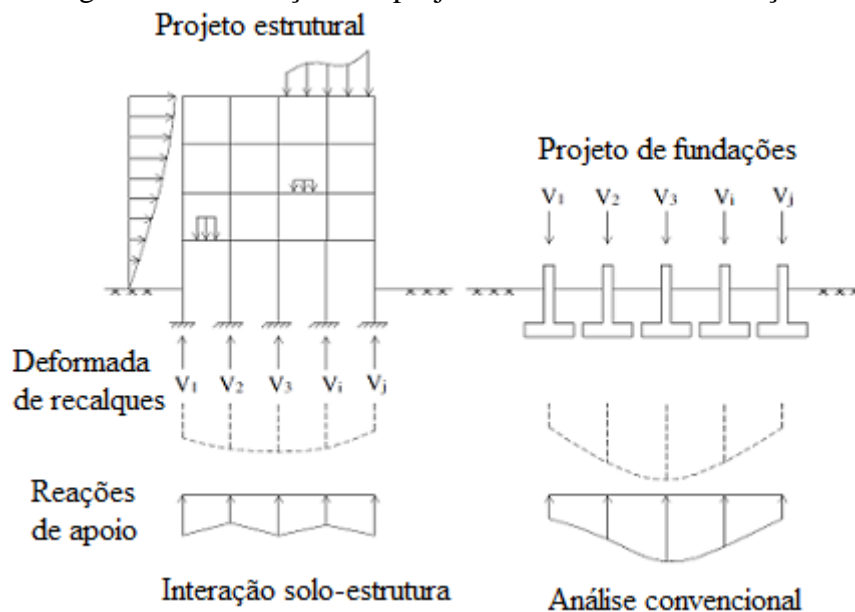
### 2.1 Interação Solo-Estrutura

O termo ISE compreende um vasto campo de estudo e pode incluir todos os tipos de estruturas e o solo sobre o qual são construídas (COLARES, 2006). Dessa forma, a análise da ISE consiste na relação entre a estrutura, as fundações e o solo, e se inicia logo nas primeiras etapas construtivas.

Segundo Reis (2000), a análise da ISE deve levar em consideração alguns fatores que interferem no problema, principalmente quando se tratando de solos moles e adensáveis. Dentre esses fatores, a rigidez da ligação entre a estrutura e o solo; os recalques diferenciais causados por fundações próximas na edificação; e as influências das etapas construtivas se destacam, uma vez que influenciam diretamente no estado de tensões de um ponto do maciço de solo.

Segundo Colares (2006), o mecanismo de ISE gera, genericamente, uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, de modo mais evidente nos pilares, em que ocorre a transferência de esforços dos elementos mais carregados para os menos carregados. Com isso, pode ocorrer o esmagamento dessas peças, em decorrência da sobrecarga não prevista no dimensionamento convencional. Essa redistribuição ocorre de maneira semelhante nos recalques, sendo os diferenciais mais afetados que os totais (FIGURA 1). Dessa forma, os recalques gerados pelas estruturas constituem fator de importância crucial para qualquer análise da ISE, devendo ser devidamente mensurados e analisados.

Figura 1 – Elaboração dos projetos estrutural e de fundações.



Fonte: Adaptado de Colares (2006).

## 2.2 Recalques

De acordo com Cintra et al. (2011), recalques de fundações superficiais são deslocamentos verticais para baixo da base da fundação em relação a uma superfície de referência considerada indeformável. Estes deslocamentos surgem devido às deformações decorrentes da diminuição de volume e/ou mudança de forma do maciço de solo compreendido entre a base da fundação e o indeslocável.

Em uma estrutura podem existir recalques totais e diferenciais. Os recalques totais ( $\rho$ ) são definidos pelo deslocamento vertical descendente de um elemento estrutural de fundação. Já os recalques diferenciais ( $\delta$ ) são dados pela diferença entre os recalques totais de dois elementos quaisquer de fundação na estrutura. Em um projeto, os recalques diferenciais são provenientes de fatores relacionados às diferentes geometrias dos elementos de fundações e solicitações, às variações das características dos solos e outros. Sckempton e MacDonald (1956) associaram a ocorrência de danos a valores limites para a distorção angular ( $\delta/l$ ), a qual é resultado da divisão do recalque diferencial entre dois elementos de fundação pela distância entre eles. Assim, recomendaram que estes limites fossem compreendidos entre 1:300 para trincas em paredes e 1:150 para danos estruturais em vigas e pilares.

Sabe-se que uma fundação, ao ser carregada, sofre recalques. Fatores como a variabilidade dos solos, a magnitude das cargas solicitantes e a forma aproximada de obtenção de parâmetros de deformabilidade do solo fazem com que os recalques possam ser apenas estimados. Esses recalques ocorrem em parte imediatamente após o carregamento e parte com o decorrer do tempo (SIMONS; MENZIES, 1977; VELLOSO; LOPES, 2004). Desta forma, o recalque total ( $\rho$ ) pode ser decomposto em dois segmentos: recalques imediatos ou elásticos e recalques por adensamento, de acordo com a Equação 1.

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad (1)$$

Onde,

$\rho$  – recalque total;

$\rho_c$  – recalque de adensamento;

$\rho_i$  – recalque imediato.

Segundo Cintra et al. (2011), o recalque por adensamento é típico de solos de granulometria fina saturados e ocorre por meio da dissipação lenta das pressões neutras ao longo do tempo. Para o caso de argilas sobreadensadas, onde as tensões aplicadas são inferiores às tensões de pré-adensamento, esta parcela de recalque pode ser desprezada.



O recalque imediato, por sua vez, ocorre em um intervalo curto de tempo (quase simultaneamente à aplicação do carregamento) e é proveniente de deformações a volume constante. Para sua estimativa, podem ser utilizadas hipóteses da Teoria da Elasticidade, desde que os níveis de tensão aplicados sejam distantes da tensão admissível do solo. Assim, esses recalques podem também ser chamados de recalques elásticos, desde que inseridos alguns fatores de segurança.

Conforme consta na norma de projeto e execução de fundações ABNT NBR 6122:2010, os valores de recalques podem ser determinados através de métodos teóricos, semi-empíricos e também por meio da realização de provas de carga direta sobre o solo.

Os métodos teóricos são aqueles que utilizam modelos baseados na mecânica dos solos combinados com parâmetros de deformabilidade dos solos obtidos em laboratório ou *in situ*. Os métodos semi-empíricos fazem uso de adaptações dos modelos da mecânica dos solos conjuntamente com parâmetros de resistência dos solos, que são estimados com base em correlações de resultados de ensaios de campo como SPT (Sondagem à Percussão) e CPT (Ensaio de Cone). A prova de carga sobre placa representa o comportamento da futura fundação superficial em escala reduzida, através de curvas carga-recalque.

No presente trabalho será considerada somente a parcela devido ao recalque imediato, a qual será estimada por meio do uso de métodos teóricos e semi-empíricos.

## 2.2.1 Recalques Imediatos em Meio Elástico Homogêneo (MEH)

### 2.2.1.1 Camada Semi-Infinita

Para a estimativa do recalque imediato por meio da Teoria da Elasticidade, Boussinesq (1885, apud CINTRA et al. 2011) propôs o cálculo do recalque imediato a partir da Equação 2, que primeiramente foi desenvolvida considerando uma placa circular rígida com largura igual a B apoiada em uma camada semi-infinita de argila sobreadensada e posteriormente foi estendida para as condições de sapata flexível, quadrada ou retangular.

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

Onde,

$\sigma$  – tensão média na superfície de contato entre a placa e o maciço de argila;

B – diâmetro da placa circular;

$\nu$  – coeficiente de Poisson do maciço de solo;

$E_s$  – módulo de deformabilidade do solo considerado constante com a profundidade;

$I_p$  – Fator de influência dependente da forma e da rigidez da sapata (TABELA 1).

Tabela 1 – Fator de influência  $I_p$ .

Forma	Sapata Flexível			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	

Legenda: L = comprimento da sapata; \* borda.

Fonte: Adaptado de Perloff e Baron (1976).

O módulo de deformabilidade do solo, de acordo com Teixeira e Godoy (1996), pode ser estimado por meio de correlações com o valor de  $N_{SPT}$  seguindo a Equação 3.

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad (3)$$

Onde,

$E_s$  – módulo de deformabilidade;

$\alpha$  e  $K$  – fatores de correlação dependentes do tipo de solo (TABELA 2 e TABELA 3);

$N_{SPT}$  – índice de resistência a penetração da sondagem SPT.

De acordo com Cintra et al. (2011), é possível demonstrar por meio da teoria da elasticidade que, como o recalque imediato é proveniente de deformações a volume constante, o coeficiente  $\nu$  é igual a 0,50. Assim, uma vez aplicada uma carga sobre o solo, a expansão radial é compensada diretamente pela redução da altura.

Tabela 2 – Fator  $\alpha$ .

Tipo de solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 3 – Fator  $K$  (continua).

Tipo de Solo	$K$ (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45

Tabela 3 – Fator K (conclusão).

Tipo de Solo	K (MPa)
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila Siltosa	0,20

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1996).

### 2.2.1.2 Camada Finita

Em diversos casos, a camada argilosa é de espessura finita, sobreposta a um material que pode ser considerado rígido ou indeformável.

Para a previsão de recalques nessa condição, Janbu et al. (1956, apud CINTRA et al. 2011) considerando deformações a volume constante e adaptando a teoria da elasticidade, definiram por meio da Equação 4 o recalque imediato médio de sapatas flexíveis.

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad (4)$$

Onde,

$\rho_i$  – recalque imediato médio;

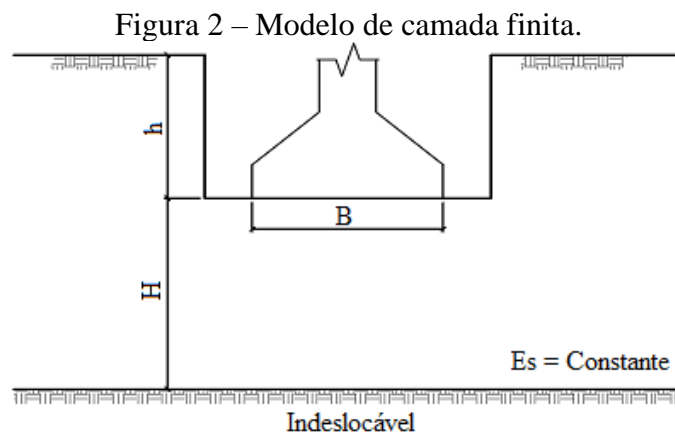
$\mu_0$  e  $\mu_1$  – fatores de influência do embutimento da sapata e da espessura da camada de solo respectivamente;

$\sigma$  – tensão média na superfície de contato entre a placa e o maciço de argila;

B – diâmetro da sapata com base circular ou lado de uma sapata de base retangular;

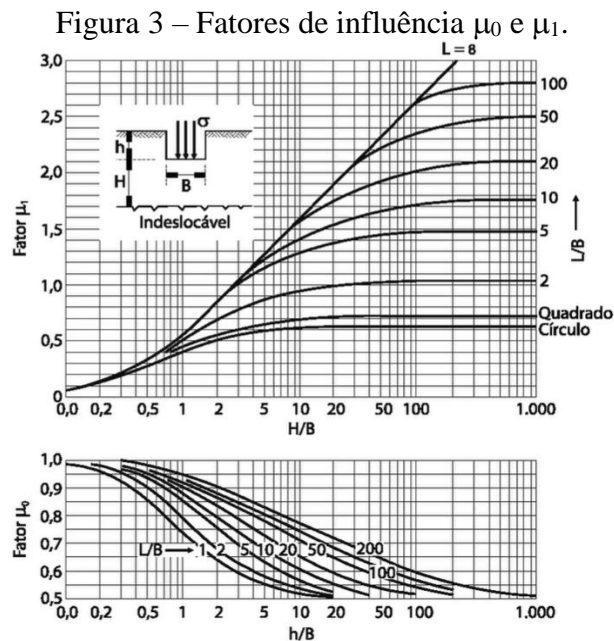
$E_s$  – módulo de deformabilidade do solo considerado constante com a profundidade.

Para o desenvolvimento da Equação 4 foi considerada uma sapata retangular (largura B e comprimento L) ou circular (diâmetro B), com cota de assentamento h, apoiada sobre uma camada de solo compressível com espessura H, contada a partir da base da sapata (FIGURA 2).



Fonte: Dos autores (2019).

Os fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$  podem ser obtidos através de gráficos (FIGURA 3) que relacionam a geometria da sapata com seu embutimento e com a espessura da camada de solo.



Fonte: Janbu et al. (1956, apud CINTRA et al. 2011).

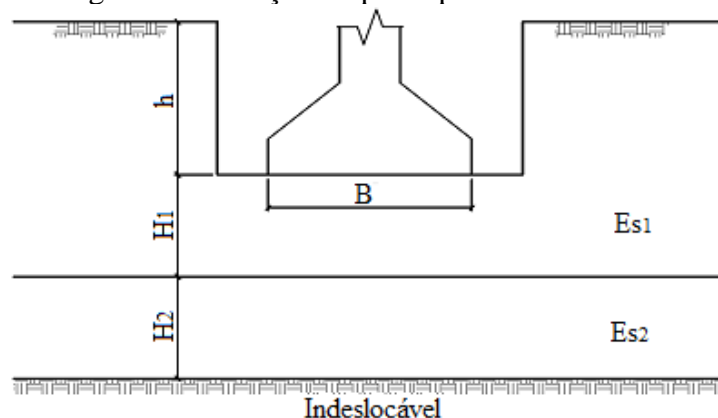
### 2.2.1.3 Multicamadas

Em muitos casos, o maciço de solo compreendido entre a base da sapata e o indeslocável pode ser composto por mais de uma camada de solo, provocando assim a variação do módulo de deformabilidade entre as camadas (FIGURA 4).

Segundo Cintra et al. (2011), este tipo de problema pode ser resolvido aplicando-se três tipos de metodologias:

- Camada hipotética;
- Sapata fictícia;
- Média dos módulos.

Figura 4 – Maciço composto por duas camadas.



Fonte: Dos autores (2019).

### 2.2.1.3.1 Camada Hipotética

O recalque total considerando-se apenas duas camadas, pode ser obtido por meio da soma do recalque individual de cada uma delas, como apresentado na Equação 5.

$$\rho_{total} = \rho_1 + \rho_2 \quad (5)$$

Onde,

$\rho_1$  – recalque da primeira camada;

$\rho_2$  – recalque da segunda camada.

Para o cálculo de  $\rho_1$  aplica-se diretamente o caso de camada finita, considerando o indeslocável na base da camada estudada.

Para a obtenção de  $\rho_2$ , Simons e Menzies (1981) sugeriram que primeiro seja feito o cálculo do recalque ( $\rho_{1,2,E_2}$ ) de uma camada hipotética com espessura total das duas camadas e com módulo de deformabilidade da segunda ( $E_2$ ); depois calcula-se o recalque da primeira camada ( $\rho_{1,E_2}$ ) considerando o módulo de deformabilidade da segunda camada ( $E_2$ ) e o recalque  $\rho_2$  será igual a  $\rho_2 = \rho_{1,2,E_2} - \rho_{1,E_2}$ .

De maneira análoga, pode-se levar em conta a presença de uma terceira e até mais camadas. Essa metodologia pode ser considerada uma solução exata para o recalque de multicamadas, dentro das limitações do conceito exato em geotecnia (CINTRA et al. 2011).

Assim, nesta metodologia o recalque total é obtido através do somatório do recalque individual de cada camada de acordo com a Equação 6.

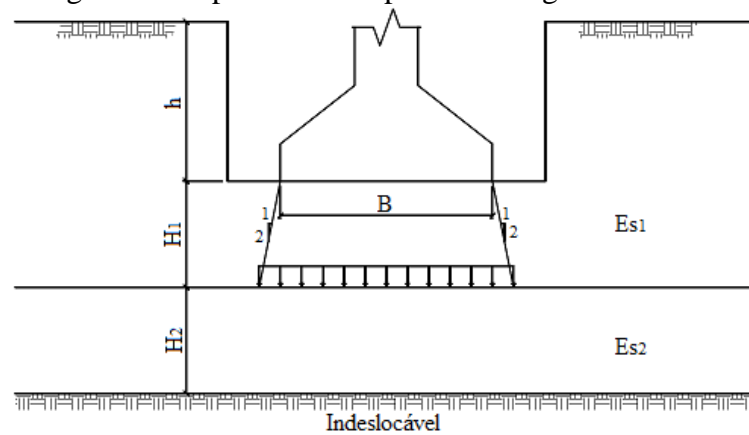
$$\rho_T = \sum_{i=1}^{\infty} \rho_i \quad (6)$$

### 2.2.1.3.2 Sapata Fictícia

Nesta segunda metodologia o cálculo do recalque da segunda camada é simplificado. Assim tem-se o cálculo de  $\rho_1$  por meio da aplicação direta do caso de camada finita; e para o cálculo de  $\rho_2$ , considera-se uma sapata fictícia apoiada no topo da camada estudada, com dimensões ampliadas através da propagação 1:2 conforme a Figura 5.

Essa metodologia conduz a resultados muito próximos aos obtidos através do cálculo por camada hipotética. Logo, devido a sua simplicidade nos cálculos, esta metodologia é mais usual para a resolução deste tipo de problema.

Figura 5 – Sapata fictícia apoiada na segunda camada.



Fonte: Dos autores (2019).

### 2.2.1.3.3 Média dos Módulos

De acordo com Mendes (2016), o recalque pode ser obtido por meio da Equação 4 substituindo o módulo de deformabilidade pelo módulo de deformabilidade médio ( $E_{s,médio}$ ). A média dos módulos é o método mais simples dentre os três, pois considera que todas as camadas podem ser transformadas em uma única camada com módulo de deformabilidade dado pela média ponderada dos módulos de cada camada. Assim, para  $n$  camadas o módulo de deformabilidade médio do solo é dado pela Equação 7.

$$E_{s,médio} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i E_{s,i}}{\sum_{i=1}^n H_i} \quad (7)$$

Onde,

$H_i$  – espessura da camada  $i$ ;

$E_{s,i}$  – módulo de deformabilidade da camada  $i$ .

Apesar da simplicidade, esta solução não será considerada no presente trabalho.

## 2.2.2 Recalques Imediatos em Meio Elástico Não Homogêneo (MENH)

### 2.2.2.1 Método de Schmertmann (1978)

Em areias, o módulo de deformabilidade não é constante com a profundidade, uma vez que elas constituem um meio elástico não homogêneo. Deste modo, a estimativa de recalques se torna impossível por meio da aplicação da teoria da elasticidade. Uma solução para este problema seria transformar o MENH em um MEH, ou seja, transformar o módulo de deformabilidade variável com a profundidade em um módulo constante. Com isso, Schmertmann (1970, apud Schmertmann 1978) propôs um método que faz uma adaptação da teoria da elasticidade para levar em conta qualquer variação do módulo de deformabilidade com

a profundidade. Neste método, o perfil de sondagem é subdividido em um número suficiente de subcamadas pouco espessas, de modo que seja razoável supor um valor constante de  $E_s$  para cada uma delas.

Schmertmann (1970) considerou um carregamento uniforme  $\sigma$ , que atua na superfície de um semiespaço elástico, isotrópico e homogêneo, com módulo de deformabilidade  $E_s$ . Para essa situação, a deformação vertical  $\varepsilon_z$  a uma profundidade  $z$  pode ser dada pela Equação 8.

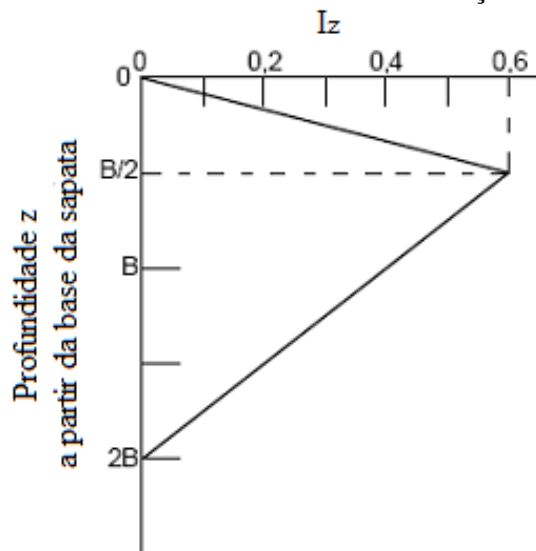
$$\varepsilon_z = \frac{\sigma}{E_s} I_z \quad (8)$$

Onde,

$I_z$  – o fator de influência na deformação.

Por meio de análises teóricas e simulações, Schmertmann (1970) observou que a deformação máxima do solo para sapatas quadradas não ocorre no contato com a base da sapata, e sim a uma profundidade em torno de  $z = B/2$ , em que  $B$  corresponde à largura da sapata. A partir desta profundidade, as deformações vão diminuindo gradualmente até  $z = 2B$ , podendo ser desprezadas após esse valor como mostra a Figura 6.

Figura 6 – Fator de influência na deformação vertical.



Fonte: Adaptado de Schmertmann (1970).

Por meio de relações de triângulos é possível a obtenção do fator  $I_z$  para qualquer profundidade desejada de acordo com as Equações 9 e 10.

$$I_z = 1,2 \frac{z}{B} \quad \text{para } z \leq B/2 \quad (9)$$

$$I_z = 0,4 \left( 2 - \frac{z}{B} \right) \quad \text{para } B/2 \leq z \leq B \quad (10)$$

Considerando um maior embutimento da sapata no solo, Schmertmann (1970) define um fator de correção ( $C_1$ ) do recalque dado pela Equação 11, variando de 1 a 0,5, devido à redução do recalque em até 50%.

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (11)$$

Onde,

$q$  – tensão vertical efetiva à cota de apoio da fundação (sobrecarga);

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

Semelhante às argilas, outra parcela de recalque se desenvolve com o tempo nas areias. Assim, para corrigir o efeito do tempo, Schmertmann (1970) adota um fator de correção  $C_2$  de acordo com a Equação 12.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{t}{0,1} \right) \quad (12)$$

Onde,

$t$  – tempo dado em anos.

Para o caso de recalque imediato, onde não há o acréscimo de tempo considera-se  $C_2 = 1$ .

Assim, considerando os fatores de embutimento e tempo, o recalque de sapatas em areia pode ser expresso pelo somatório dos recalques de todas as subcamadas consideradas homogêneas até a profundidade de  $z = 2B$  conforme a Equação 13.

$$\rho_i = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \frac{I_z}{E_s} \Delta Z \quad (13)$$

Onde,

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

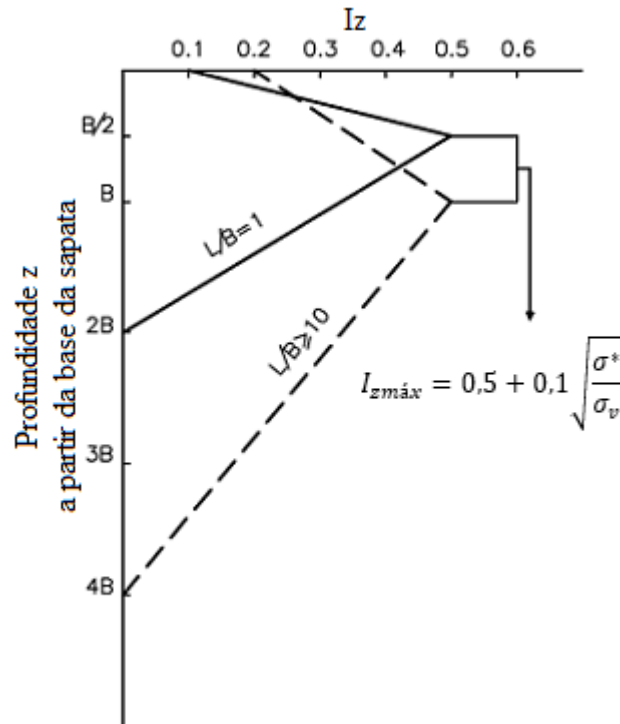
$E_s$  – módulo de deformabilidade da  $i$ -ésima camada;

$\Delta Z$  – espessura da  $i$ -ésima camada.

Posteriormente, em 1978, Schmertmann introduziu aperfeiçoamentos em seu método acrescentando a análise de sapata corrida. Dois novos diagramas (FIGURA 7) são propostos para a distribuição do fator de influência.



Figura 7 – Fator de influência na deformação vertical.



Fonte: Adaptado de Schmertmann (1978).

O valor máximo de  $I_z$  que ocorre a  $z = B/2$  para sapatas quadradas e  $z = B$  para sapatas corridas é dado pela Equação 14.

$$I_{z\text{máx}} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (14)$$

Onde,

$\sigma_v$  – tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a  $I_{z\text{máx}}$ .

O valor médio de  $I_z$ , em cada camada, pode ser obtido por semelhança de triângulos ou pelas Equações 15 e 16 para sapatas quadradas e Equações 17 e 18 para sapata corridas.

$$I_z = 0,1 + 2(I_{z\text{máx}} - 0,1) \frac{z}{B} \quad \text{para } z \leq B/2 \quad (15)$$

$$I_z = \left(\frac{2}{3}\right) I_{z\text{máx}} \left(2 - \frac{z}{B}\right) \quad \text{para } B/2 \leq z \leq 2B \quad (16)$$

$$I_z = 0,2 + (I_{z\text{máx}} - 0,2) \frac{z}{B} \quad \text{para } z \leq B \quad (17)$$

$$I_z = \left(\frac{1}{3}\right) I_{z\text{máx}} \left(4 - \frac{z}{B}\right) \quad \text{para } B \leq z \leq 4B \quad (18)$$

Para sapatas intermediárias ( $1 < L/B < 10$ ), Terzagui et al. (1996) sugeriram um cálculo direto no qual a profundidade  $z/B$  em que o  $I_z$  se anula seja dada pela Equação 19.

$$\frac{z}{B} = 2 \left[ 1 + \log \left( \frac{L}{B} \right) \right] \quad (19)$$

Apesar do método de Schmertmann (1978) ter sido desenvolvido para a estimativa de recalques em meio elástico não homogêneo, o mesmo também pode ser utilizado para recalques em MEH.

### 2.3 Modelagem da interação solo-estrutura

O comportamento dos solos submetidos a carregamentos externos é um dos principais elementos a se considerar na análise da ISE, uma vez que a distribuição de tensões e recalques no maciço altera de forma significativa a interação do solo com a estrutura. Cada tipo de solo pode precisar de diferentes equações constitutivas, demandando diferentes tipos de modelagem.

A complexidade inerente ao comportamento real dos solos tem levado ao desenvolvimento de inúmeros modelos de previsão, especialmente para a análise da ISE. Para cada modelo de comportamento adotado para o solo, ou outro material, os resultados obtidos apresentam, dentro de certo limite de condições e operação, boa concordância com as respostas dos problemas práticos. Os modelos de previsão têm mostrado ser de grande utilidade na análise dos problemas de interação solo-estrutura. A escolha de determinado modelo de comportamento para o solo nos problemas de ISE depende de fatores como tipo de solo, condições *in situ*, tipo de elemento estrutural de fundação e natureza do carregamento externo (COLARES, 2006).

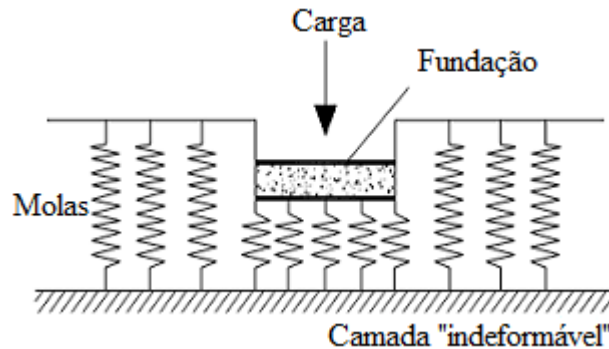
De acordo com Mendes (2016), para inserir os efeitos do solo na análise de uma estrutura no geral, as diferentes maneiras de modelagem para o solo propostas na literatura levam em consideração que o solo pode ser descrito como um material elástico linear, elástico não linear ou elastoplástico. Dentre os principais modelos empregados, destacam-se o de Winkler, o de molas não lineares e o de meio contínuo.

#### 2.3.1 Método de Winkler

Winkler (1867) propôs um modelo de comportamento do solo no qual o deslocamento de um ponto situado na superfície do maciço é considerado diretamente proporcional ao carregamento aplicado neste local. Assim, seu método considera que as cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos somente no ponto de aplicação, independentemente da presença de outros carregamentos aplicados em outros pontos do solo.

No método de Winkler, o solo é tratado como um conjunto de molas lineares independentes. Dessa forma, a análise da deformação é considerada somente na região de apoio da fundação, uma vez que uma mola não é afetada pela deformação da outra (FIGURA 8). Como as molas são consideradas independentes, a continuidade do solo é desprezada, além da influência das fundações vizinhas também não ser levada em consideração.

Figura 8 – Consideração da deformação do solo no método de Winkler.



Fonte: Adaptado de Antoniazzi (2011).

Segundo Porto e Silva (2010), apesar de ser um modelo muito utilizado devido à sua praticidade, o grande problema do método de Winkler está na determinação da rigidez das molas elásticas. Esse problema se dá porque o coeficiente de reação vertical do solo, necessário para o cálculo dos coeficientes das molas, depende de fatores como as dimensões da área carregada e a profundidade de assentamento da fundação. No método de Winkler, a equação que descreve a relação entre a rigidez da mola e a deformação do solo, para o caso de deformação vertical, é dada pela Equação 20.

$$\sigma(x, y) = k_v \rho(x, y) \quad (20)$$

Onde,

$\sigma(x, y)$  – tensão de contato média na base da fundação;

$\rho(x, y)$  – deslocamento vertical (recalque) do elemento de fundação;

$k_v$  – coeficiente de reação vertical do solo.

Se for assumido que a base da fundação permanece rígida após a deformação elástica do solo, pode-se admitir de maneira aproximada uma variação linear das tensões (SOUZA; DOS REIS, 2008). Assim, o conjunto de molas pode ser substituído por três molas globais no centro da fundação, com coeficientes de mola para deslocamentos verticais ( $k_v$ ), horizontais ( $k_h$ ) e para as rotações ( $k_\varphi$ ).

### 2.3.2 Modelo de molas não lineares

O modelo de molas pode ser expandido para considerar molas com resposta não linear. Neste caso, a solução requer um algoritmo não linear, que pode ser incremental (em que a carga é aplicada em incrementos, para que a resposta da mola seja alterada com o nível de solicitação) ou iterativo (em que a carga é aplicada de uma só vez e em que a parte do deslocamento que violou o comportamento da mola é convertido em carga não equilibrada, que é aplicada, repetindo-se o processo até que atinja uma tolerância estabelecida) (CAMARGO, 2002). Porém, a consideração de não linearidade do solo é muito pouco utilizada em projetos usuais, sendo o modelo de molas lineares proposto por Winkler mais amplamente utilizado.

### 2.3.3 Modelo de meio contínuo

Por considerar as deformações do solo apenas na região abaixo da fundação, o modelo de molas nem sempre representa de forma coerente os maciços de solo, tendo sua eficácia restrita à análise de solos pouco coesivos. Como a coesão dos solos faz com que os deslocamentos se desenvolvam no maciço em regiões fora da área carregada, para uma análise mais realista em situações reais, o maciço pode ser modelado como um meio contínuo elástico.

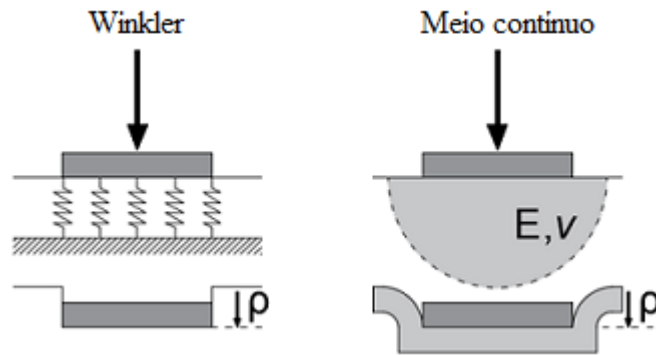
O modelo do meio contínuo elástico pode ser subdividido em: isotrópico, anisotrópico e estratificado. Dentro do modelo isotrópico existem os subgrupos: problemas planos e problemas tridimensionais axissimétricos. Meio ortotrópico e meio não homogêneo (heterogêneo) são as opções de modelo anisotrópico (COLARES, 2006).

Segundo Mendes (2016), o meio contínuo pode ser definido também como elastoplástico, podendo assim ser resolvido pela Teoria da Elasticidade quando considerado elástico, ou através de uma abordagem numérica - como, por exemplo, através do Método dos Elementos Finitos - quando considerado elastoplástico.

Colares (2006) ressalta ainda que os modelos elásticos para o comportamento do solo desconsideram quaisquer características elastoplásticas do maciço estudado. Assim, a diferença entre um modelo puramente elástico e um modelo elastoplástico está basicamente no fato de que no segundo as tensões e as forças aplicadas no maciço de solo são limitados por um critério de ruptura condizente com a realidade física.

Segundo Velloso e Lopes (2011), quando comparados o modelo de Winkler e o Modelo do meio contínuo, as respostas de cada modelo podem ser bem observadas nos casos extremos (FIGURA 9). A diferença é notável nas pressões de contato, para fundações rígidas, e nos recalques, para fundações flexíveis. Além disso, os recalques no modelo de Winkler só aparecem abaixo da fundação, o que não condiz com a realidade física.

Figura 9 – Respostas dos diferentes modelos.



Fonte: Adaptado de Mendes (2016).

### 2.3.4 Coeficiente de reação vertical do solo

Normalmente, costuma-se assumir o coeficiente de reação  $k_s = k_v = k_h = k_\phi$ . Entretanto, vários ensaios têm demonstrado que tais valores são normalmente diferentes. Isso ocorre uma vez que o coeficiente de reação  $k_s$  não é uma constante do solo e depende de uma série de fatores, tais como: forma e dimensões da fundação, tipo de construção e flutuações de carregamento (SOUZA; DOS REIS, 2008).

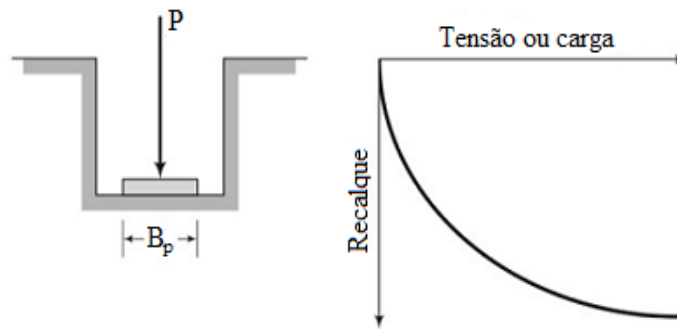
Segundo Velloso e Lopes (2011), o coeficiente de reação vertical do solo ( $k_v$ ) utilizado no método de Winkler (EQUAÇÃO 20), pode ser obtido por meio do cálculo do recalque real da fundação, através de ensaios de placa ou ainda por meio de tabelas de valores típicos ou correlações.

#### 2.3.4.1 Ensaio de placa

Segundo Budhu (2000), os ensaios de placa são utilizados para estimar a capacidade de carga e o recalque de fundações superficiais. As placas são de aço, com diâmetros ( $B_p$ ) variáveis, e o ensaio é conduzido na profundidade prevista para o assentamento da fundação superficial projetada.

O ensaio de placa consiste na instalação de uma placa rígida na cota na qual a fundação foi projetada, sendo posteriormente realizada a aplicação de sucessivas cargas ( $P$ ) sobre a placa e medição dos deslocamentos provocados em cada aplicação. Dessa forma, através dos valores obtidos de recalque, é possível traçar a curva carga-recalque do solo (FIGURA 10), e através dela determinar o coeficiente de reação. Este é usualmente chamado de  $k_{s1}$  (o subscrito indica uma placa quadrada de 1 pé de lado) e, de acordo com Velloso e Lopes (2011), precisa ser corrigido para a dimensão e forma da fundação utilizando as tabelas de valores típicos ou correlações.

Figura 10 – Ensaio de placa.



Fonte: Adaptado de Budhu (2000).

#### 2.3.4.2 Uso de tabelas de valores típicos ou correlações

O coeficiente de reação vertical pode ser estimado a partir de valores típicos fornecidos na literatura. Os valores do  $k_{s1}$  de uma placa quadrada, fornecidos por Terzaghi (1955), são apresentados na Tabela 4 (VELLOSO; LOPES, 2011).

Tabela 4 – Valores de  $k_{s1}$  em  $\text{kgf/cm}^2$ .

<b>Argilas</b>	<b>Rija</b>	<b>Muito Rija</b>	<b>Dura</b>
$q_u$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	1 – 2	2 – 4	> 4
Faixa de valores	1,6 - 3,2	3,2 - 6,4	> 6,4
Valor proposto	2,4	4,8	9,6
<b>Argilas</b>	<b>Rija</b>	<b>Muito Rija</b>	<b>Dura</b>
Faixa de valores	0,6 - 1,9	1,9 - 9,6	9,6 – 32
Areia acima N.A.	1,3	4,2	16
Areia submersa	0,8	2,6	9,6

Legenda:  $q_u$  é a resistência à compressão não-drenada e N.A. é o nível de água.

Fonte: Adaptado de Terzaghi (1956).

De acordo com o Ulrich et al. (1988), como são utilizadas placas de pequenas dimensões nos ensaios de placa, é necessário um cuidado para que os resultados encontrados sejam devidamente extrapolados. Assim, o valor de  $k_{s1}$  pode ser convertido para o  $k_v$  por meio da relação apresentada na Equação 21.

$$k_v = k_{s1} \left( \frac{B_p}{B} \right)^n \quad (21)$$

Onde,

$B_p$  – largura da placa;

$B$  – menor dimensão de uma sapata quadrada ou retangular, ou diâmetro de uma sapata circular;

$n$  – varia entre 0,5 e 0,7, sendo o menor valor utilizado quando a camada abaixo da fundação tem espessura menor que  $4B$ .

### 2.3.4.3 Determinação a partir de cálculo do recalque da fundação real

Segundo Velloso e Lopes (2011), o coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) pode ser estimado a partir de um cálculo do recalque da fundação. Nesse caso, supõem-se as fundações como apoios rígidos, submetidos a carregamentos verticais. Assim, com o recalque obtido a partir das reações em cada apoio, calcula-se o coeficiente de reação por meio da Equação 20 (VELLOSO; LOPES, 2011).

Em seguida, calcula-se a estrutura sobre apoios elásticos, obtendo-se uma nova configuração das reações de apoio, que, por sua vez, resultam em uma nova configuração para os recalques. Utilizando novamente a Equação 20, calcula-se a segunda aproximação para o coeficiente de reação vertical. Esse processo iterativo é repetido até que haja convergência de deslocamentos (recalques) ou forças (reações de apoio) (SOUZA e REIS, 2008).

### 2.3.4.4 Relação entre $k_v$ e o Módulo de Young do meio elástico

Segundo Velloso e Lopes (2011), não é simples estabelecer uma relação entre  $k_v$  e o Módulo de Young do meio elástico contínuo, uma vez que as respostas dos dois modelos diferem em função da rigidez da fundação. Há algumas relações baseadas na equiparação das equações de recalques de placa rígida em meio elástico homogêneo com as equações de recalques da placa em solo de Winkler, que fornecem a Equação 22.

$$k_v = \frac{E_s}{1 - \nu^2} \frac{1}{I_p} \frac{1}{B} \quad (22)$$

Onde,

$E_s$  – módulo de deformabilidade do solo;

$\nu$  – coeficiente de Poisson do solo;

$I_p$  – fator de influência;

$B$  – menor dimensão de uma sapata quadrada ou retangular, ou diâmetro de uma sapata circular;

### 2.3.4.5 Coeficientes de mola

O coeficiente de reação vertical do solo representa a rigidez imposta pelo solo ao ser mobilizado por uma tensão aplicada. É análogo ao coeficiente de uma mola, mas relacionado a uma tensão (força sobre área), e não a uma força (MENDES, 2016). Dessa forma, para ser aplicado nos cálculos, é preciso que o coeficiente de reação vertical do solo seja convertido no coeficiente de mola.

Segundo o método de Winkler (1867), é possível determinar a coeficiente de mola ( $K$ ) do apoio elástico por meio de uma relação entre o coeficiente de reação vertical e a área de influência do elemento de fundação em contato com o solo como apresentado na Equação 23.

$$K = k_v A_{influência} \quad (23)$$

Onde,

$k_v$  – coeficiente de reação vertical;

$A_{influência}$  – área de influência da mola. No caso de sapatas, considera-se a área da base da sapata como área de influência.

É possível notar, assim, que o coeficiente de mola é diretamente proporcional ao coeficiente de reação vertical do solo, cuja determinação segue os procedimentos listados nos itens anteriores. Uma vez determinados os coeficientes de mola, os mesmos são inseridos nos apoios da estrutura, anteriormente considerados como indeslocáveis.

## 2.4 Programas comerciais

Com avanços das tecnologias para cálculo estrutural e a partir da recomendação do item 5.5 da Norma de Fundações ABNT NBR 6122:2010, que preconiza que “Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura”, alguns dos principais softwares comerciais para cálculo estrutural, como Eberick<sup>®</sup>, TQS<sup>®</sup> e CypeCAD<sup>®</sup>, passaram a considerar, mesmo que de forma simplificada, os efeitos da ISE nos modelos estruturais.

### 2.4.1 Eberick

Desenvolvido pela empresa AltoQi, o Eberick<sup>®</sup> vem sendo cada vez mais utilizado em empresas de engenharia devido às suas várias funcionalidades e praticidade. Por definição, consiste em um software para projeto estrutural em concreto armado moldado in loco e pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas que engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos, além da visualização tridimensional da estrutura modelada. O programa utiliza a análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial associado a um potente sistema gráfico de entrada de dados, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Visando a interação solo-estrutura, o Eberick<sup>®</sup> utiliza em seus modelos coeficientes de mola horizontal e vertical para o dimensionamento de diferentes tipos de fundações, adotando



as hipóteses de Winkler e considerando o solo como um meio elástico. Os coeficientes de recalque do solo são inseridos pelos usuários e devem ser definidos de acordo com estudos geotécnicos no solo existente no local da obra. O solo é modelado por molas distribuídas continuamente ao longo da superfície do elemento, e as pressões de contato são proporcionais aos recalques, até ser atingida a pressão que leva a plastificação do solo.

#### **2.4.2 TQS**

O software TQS<sup>®</sup> destina-se à elaboração de projetos de concreto armado, pretendido ou em alvenaria estrutural, englobando as diversas etapas do projeto. Dentro de seu sistema, o TQS<sup>®</sup> possui um módulo baseado na interação solo estrutura denominado SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura), específico para projetos de fundações. Nele a incorporação da estrutura e dos elementos de fundação é feita em um único modelo estrutural, simplificando a resolução do problema. Logo a solução final é alcançada de forma mais direta, visto que toda a estrutura e a fundação participam de um mesmo modelo. O efeito do solo é simulado no SISEs através de coeficientes de reação vertical e horizontal, que assim como no Eberick<sup>®</sup>, são baseados na teoria de Winkler. Para fundações superficiais estes valores são definidos por tabelas de valores padronizados e/ou ensaios de placas.

O SISEs foi projetado para operar em conjunto com os sistemas CAD/TQS para projeto estrutural. Assim, projetos realizados por projetistas de estruturas com os sistemas CAD/TQS podem ser facilmente transportados para o SISEs e vice-versa. Esta integração é fundamental no processo, pois devido a sua filosofia, não é possível fornecer dados estruturais de forma isolada para o SISEs.

#### **2.4.3 Cypecad**

Desenvolvido pela empresa Multiplus, o Cypecad<sup>®</sup> é um software para projeto estrutural. Voltado para o projeto de estruturas em concreto armado, pretendido e pré-moldado, e além de projetar também estruturas mistas de aço e concreto, ele engloba as etapas de lançamento do projeto, análise e cálculo estrutural, além de dimensionar e detalhar os elementos estruturais.

Como o software permite a modificação os valores de  $k_v$  para o solo, é possível sua utilização para a análise da ISE nas edificações. A razão principal para o uso do software nessas análises deve-se a facilidade de modelagem e interpretação de resultados.

### 3 DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA

O AnISEs (Análise da Interação Solo-Estrutura em Sapatas) foi desenvolvido com o intuito de avaliar a interação solo-estrutura em sapatas. Por meio da estimativa dos recalques e com o auxílio do software Ftool Basic<sup>®</sup>, o programa fornece os coeficientes de reação vertical do solo ( $k_v$ ) e os coeficientes de mola ( $K$ ) em meio elástico homogêneo e não homogêneo.

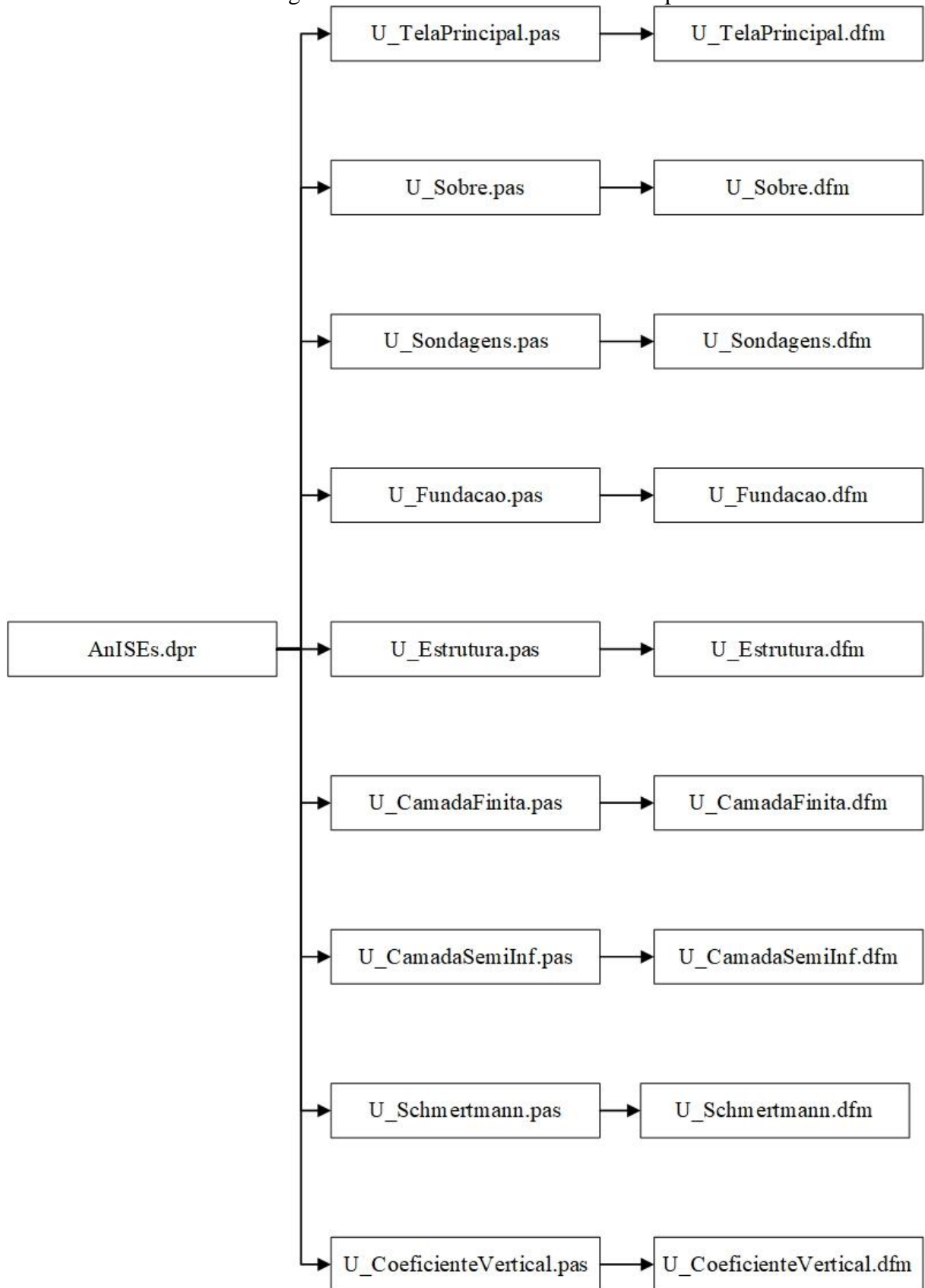
#### 3.1 Estrutura

O código computacional foi implementado na plataforma Delphi, uma ferramenta RAD (Desenvolvimento Rápido de Aplicações) que permite o desenvolvimento de diversos tipos de aplicações. Por ser uma plataforma extensível, sua IDE (Ambiente de Desenvolvimento Integrado) pode ser ampliada e customizada com componentes e ferramentas criadas utilizando o *Object Pascal*, uma linguagem orientada a objetos, que além de possuir características como objetos e classes também possui interfaces (PEREIRA, 2002).

Em Programação Orientada a Objetos (POO), um objeto é um elemento que representa uma entidade (abstrata ou concreta), sendo formado por propriedades e procedimentos. Um conjunto de objetos com características similares define uma classe, que determina os seus comportamentos através de métodos.

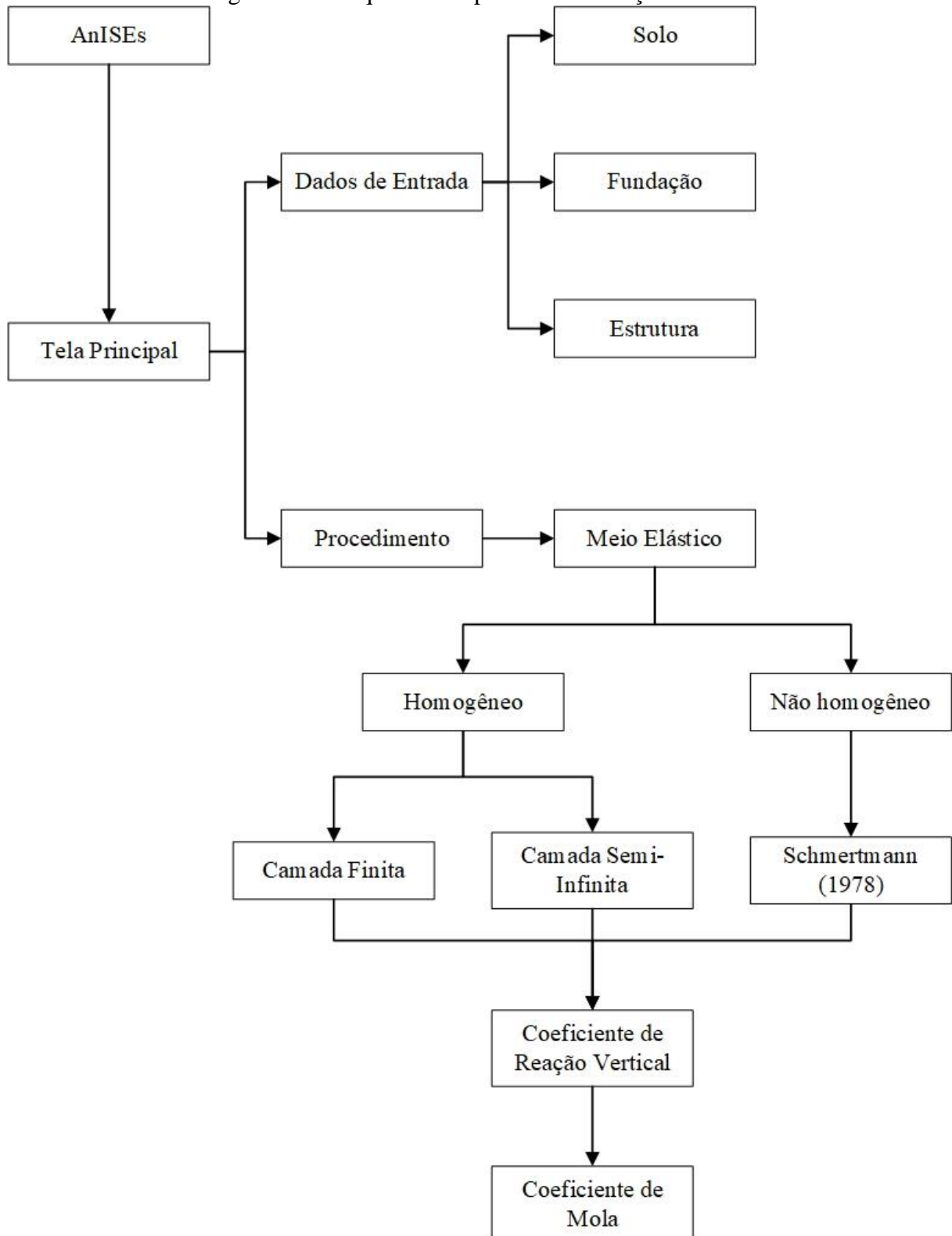
Para o desenvolvimento do AnISEs, foi utilizada uma estrutura baseada em classes como mostrado no Fluxograma 1. Essa estrutura possibilita a construção de sistemas muito mais complexos e ao mesmo tempo de fácil entendimento aos usuários, visto que por meio de uma interface gráfica, pode ser sintetizado em uma sequência de passos lógicos como ilustrado pelo Fluxograma 2. Neste, primeiramente o programa realiza a leitura dos parâmetros de entrada com dados referentes às informações de solo, fundação e estrutura; em seguida, é feito o cálculo de estimativa dos recalques em dois meios elásticos: homogêneo, utilizando os métodos de Camada Semi-Infinita ou Camada Finita; e não homogêneo, através do método de Schmertmann (1978). Com os resultados obtidos, é feita a determinação direta do coeficiente de reação vertical e, posteriormente, do coeficiente de mola.

Fluxograma 1 – Estrutura do AnISEs no Delphi.



Fonte: Dos autores (2019).

Fluxograma 2 – Sequência de passos de execução do AnISEs.



Fonte: Dos autores (2019).

### 3.2 Interface gráfica

O AnISEs possui uma interface gráfica que facilita a comunicação entre o usuário e o programa, por meio do uso de botões e campos de preenchimento, fornecendo assim o direcionamento de quais ações devem ser realizadas pelo software. A primeira tela (FIGURA 11) exibida é referente à apresentação do título e dos membros envolvidos.

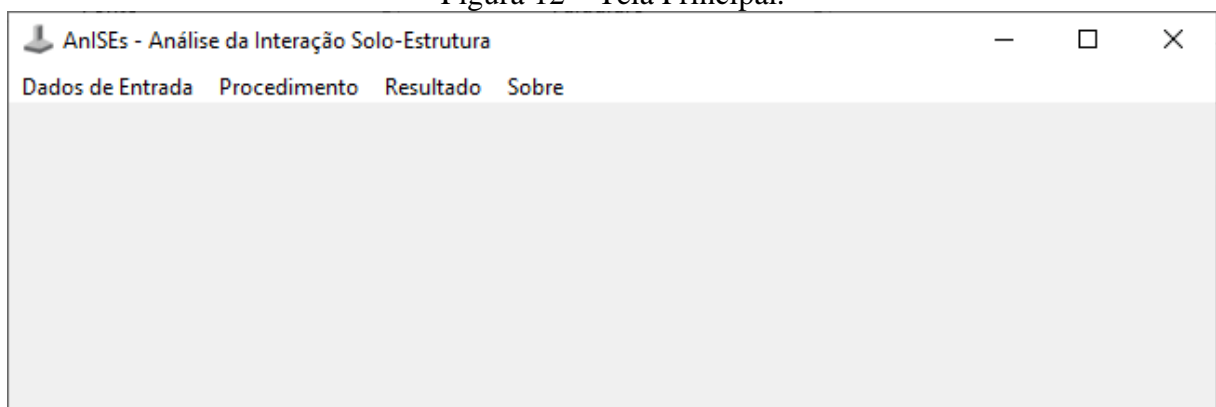
Figura 11 – Tela inicial.



Fonte: Dos autores (2019).

Em seguida é iniciada a tela principal (FIGURA 12), onde na barra de Menus são exibidas as opções: Dados de Entrada, Procedimento, Resultado e Sobre.

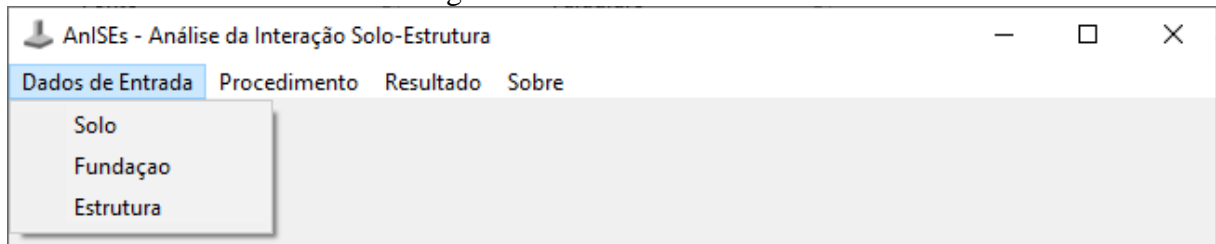
Figura 12 – Tela Principal.



Fonte: Dos autores (2019).

A opção Dados de Entrada (FIGURA 13) é destinada ao preenchimento dos dados necessários para a realização dos cálculos, os quais são referentes as informações relacionadas ao solo, a fundação e a estrutura.

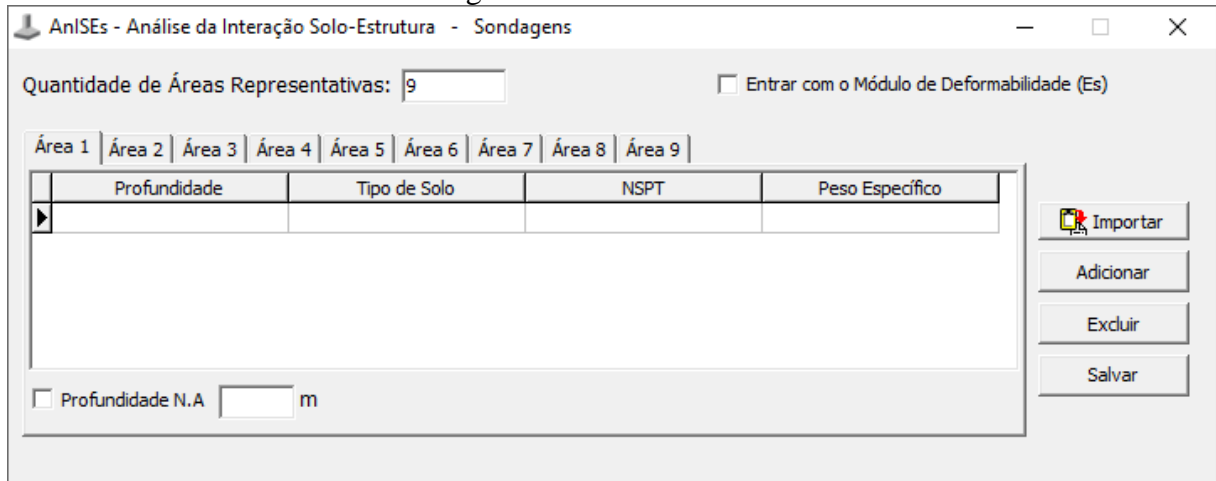
Figura 13 – Dados de entrada.



Fonte: Dos autores (2019).

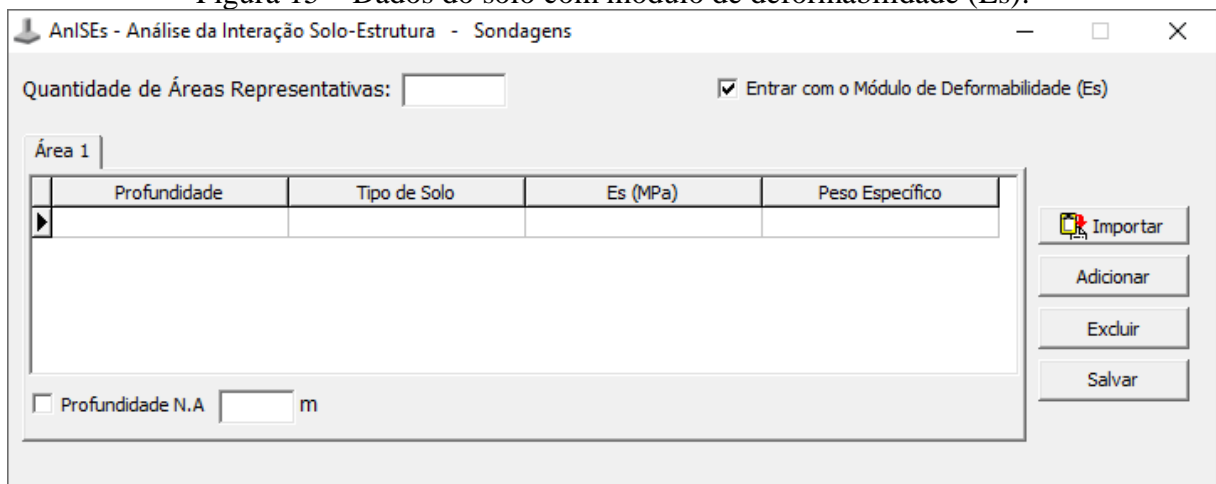
No campo “Solo” (FIGURA 14) são preenchidas as informações referentes ao perfil de sondagem como: profundidade, tipo de solo,  $N_{SPT}$  e peso específico. O usuário possui também a opção de trabalhar com até nove áreas representativas e presença de nível de água, bem como utilizar diretamente o módulo de deformabilidade como apresentado na Figura 15.

Figura 14 – Dados do solo.



Fonte: Dos autores (2019).

Figura 15 – Dados do solo com módulo de deformabilidade (Es).



Fonte: Dos autores (2019).

Em “Fundação” (FIGURA 16) são definidos parâmetros relativos à fundação como: quantidade de elementos, área representativa de sondagem, geometria, cota de assentamento ( $h$ ) e peso específico do solo acima da cota de assentamento.

Figura 16 – Dados Fundação.

Número de Elementos de Fundação:

Dados:

	Fundacao	Área Rep.	B (m)	L (m)	h (m)	Peso Específico
▶						

Fonte: Dos autores (2019).

E por fim “Estrutura” (FIGURA 17) recebe os parâmetros pertinentes à superestrutura, como: quantidade de pilares, área representativa de sondagem, geometria e carga.

Figura 17 – Dados Estrutura.

Número de Pilares:

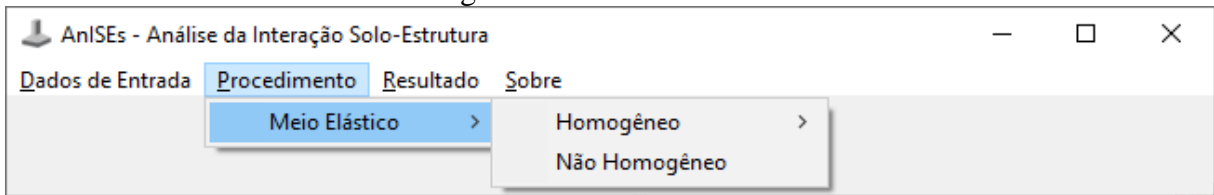
Dados:

	Pilar	Área Rep.	bp (m)	ap (m)	Carga (kN)
▶					

Fonte: Dos autores (2019).

Em Procedimento (FIGURA 18) é definido a metodologia de cálculo de acordo com o meio elástico, podendo este ser homogêneo e não homogêneo.

Figura 18 – Procedimentos.

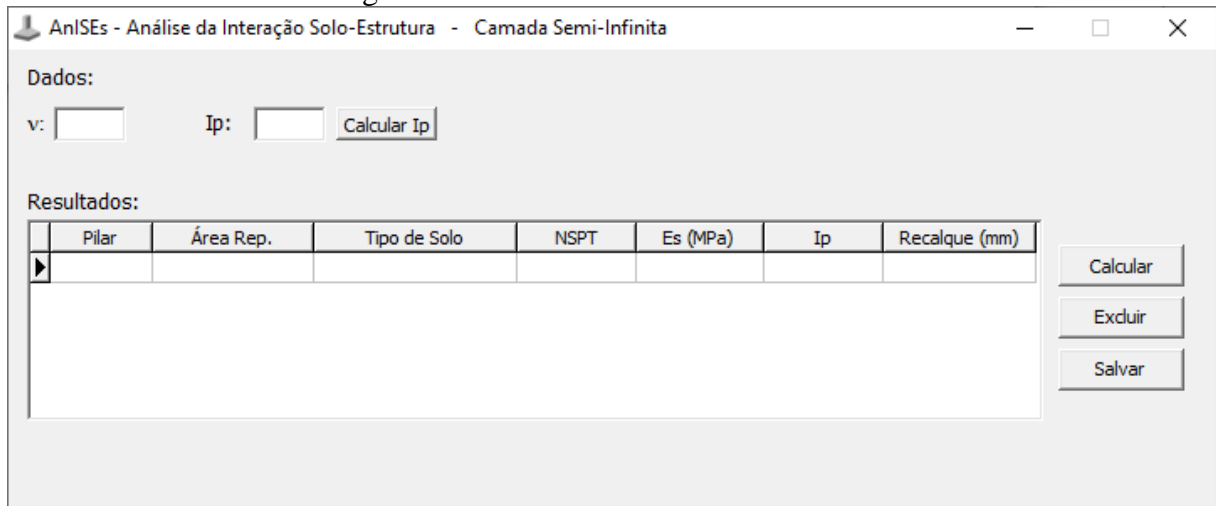


Fonte: Dos autores (2019).

Para o meio elástico homogêneo são oferecidos os métodos: Camada Semi-Infinita e Camada Finita.

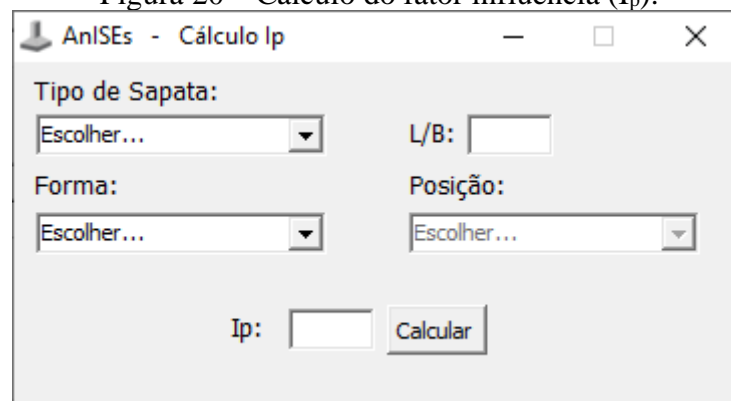
No método de Camada Semi-Infinita (FIGURA 19) o usuário deve fornecer o valor do coeficiente de Poisson e do fator de influência, que pode ser dado diretamente ou calculado por meio do botão “Calcular  $I_p$ ” como mostra a Figura 20.

Figura 19 – Método Camada Semi-Infinita.



Fonte: Dos autores (2019).

Para o cálculo do  $I_p$  são necessárias informações relativas ao tipo de sapata, forma, relação entre L e B e posição da sapata.

Figura 20 – Cálculo do fator influência ( $I_p$ ).

Fonte: Dos autores (2019).



Em Camada Finita (FIGURA 21), são fundamentais as informações referentes ao número de camadas do perfil de sondagem e dos fatores de influência (embutimento da sapata e espessura da camada de solo), que podem ser obtidos com o auxílio dos ábacos presentes no botão “Ábacos” de acordo com a Figura 22.

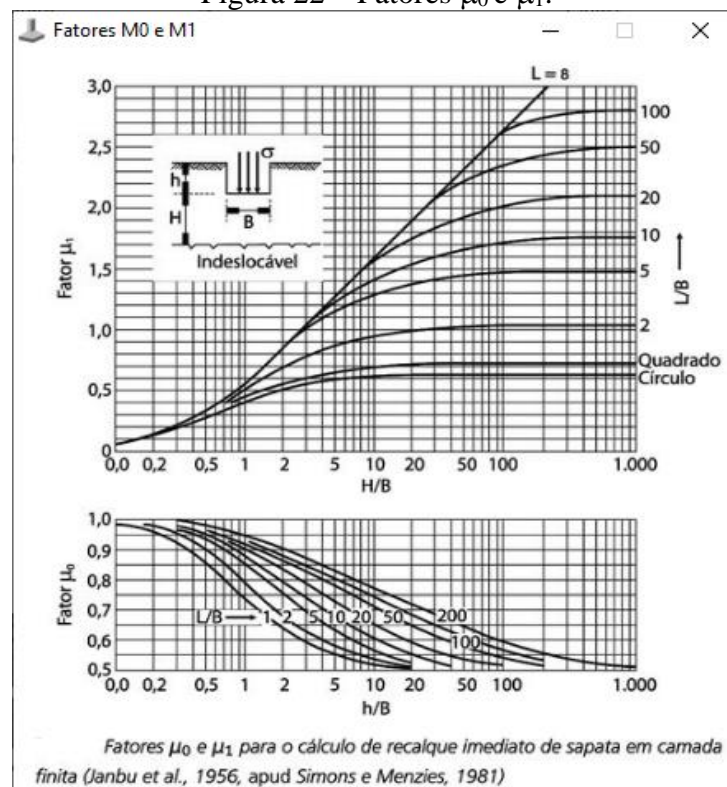
Para um perfil de sondagem possuindo multicamadas foi implementada a metodologia de sapata fictícia para o cálculo do recalque.

Figura 21 – Método Camada Finita.

The screenshot shows a software window titled "AnISEs - Análise da Interação Solo-Estrutura - Camada Finita". It contains a text box for "Número de Camadas:", a table for "Fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ " with an "Ábacos" button, and a "Resultados:" table with columns for "Pilar", "Área Rep.", and "Recalque (mm)". At the bottom, there are buttons for "Excluir", "Adicionar", "Salvar", and "Calcular".

Fonte: Dos autores (2019).

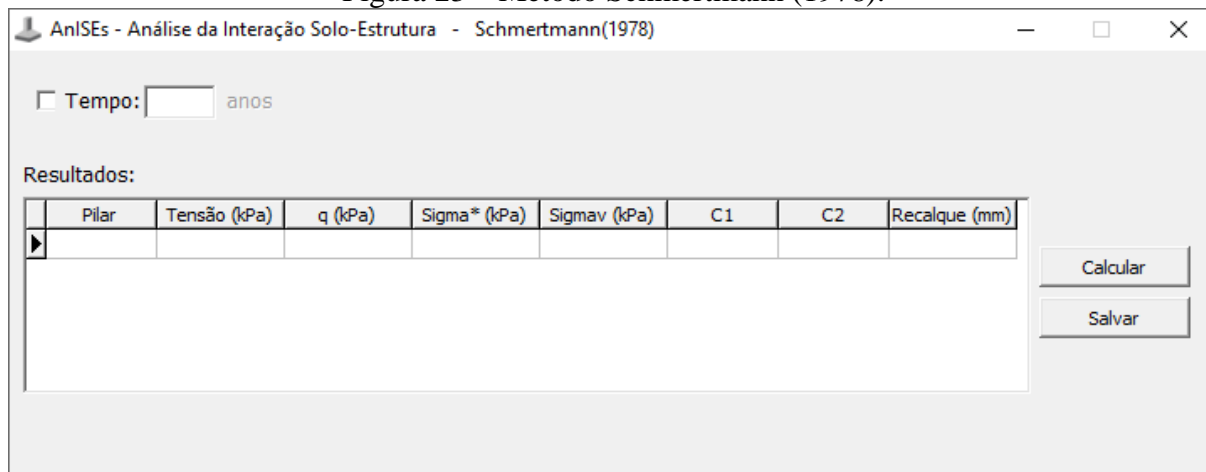
Figura 22 – Fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ .



Fonte: Dos autores (2019).

No meio elástico não homogêneo tem-se o método de Schmertmann (1978) (FIGURA 23), no qual o usuário possui a opção de trabalhar com a análise da estimativa de recalque em um intervalo de tempo.

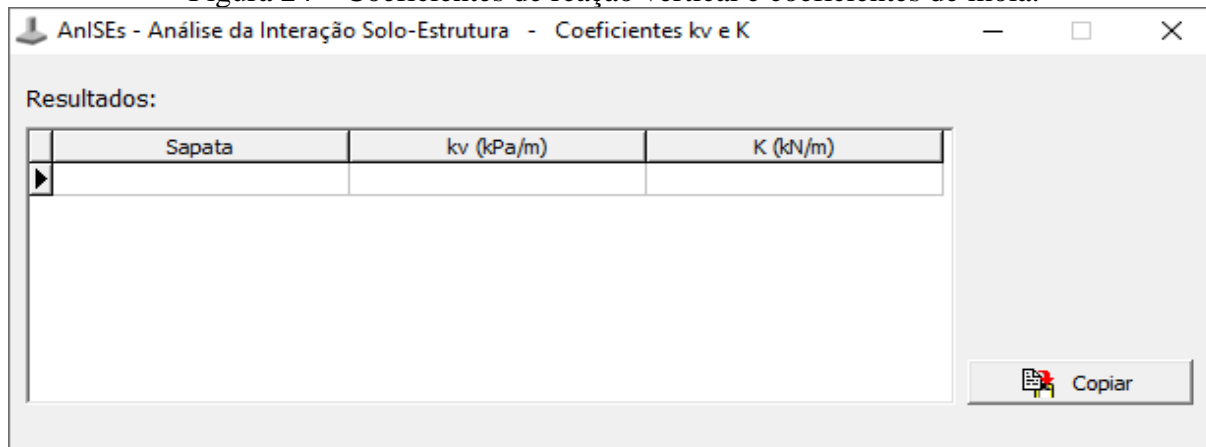
Figura 23 – Método Schmertmann (1978).



Fonte: Dos autores (2019).

A opção Resultado (FIGURA 24) exibe os valores dos coeficientes de reação vertical e coeficientes de mola para cada elemento de fundação analisado.

Figura 24 – Coeficientes de reação vertical e coeficientes de mola.



Fonte: Dos autores (2019).

Em “Sobre” tem-se as informações referentes ao programa como apresentado anteriormente na Figura 11.

### 3.3 Validação

Os problemas a seguir foram selecionados a fim de validar os procedimentos da estimativa do recalque efetuados pelo AnISEs. Para a validação dos métodos de Camada Semi-Infinita, Camada Finita, Multicamadas e método de Schmertmann (1978) para sapatas isoladas, foram selecionados problemas do Capítulo 3 de Cintra et al. (2011). Para validação da

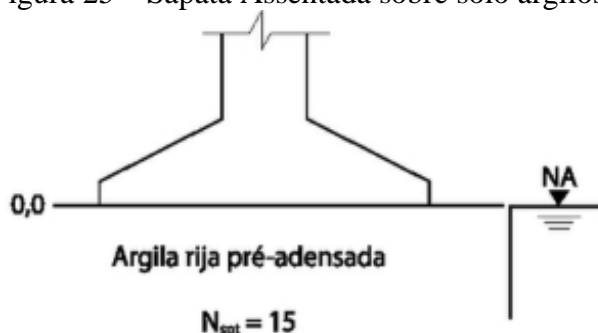
estimativa do recalque utilizando o método de Schmertmann (1978) para sapatas corridas, foi utilizada uma adaptação do exercício presente em Cintra et al. (2003). Por fim, para a validação do processo iterativo efetuado pelo AnISEs e Ftool Basic® conjuntamente, foi selecionado o exercício presente em Souza et al. (2008). O processo de validação tem por fim comprovar os resultados obtidos pelo software, comparando-os com os valores calculados analiticamente.

### 3.3.1 Recalques em Meio Elástico Homogêneo

#### 3.3.1.1 Camada Semi-Infinita

O problema a seguir, primeiro exercício resolvido do Capítulo 3 de Cintra et al. (2011), trata-se da estimativa do recalque imediato da sapata da Figura 25. Para o cálculo, considera-se uma sapata rígida, com  $B = L = 3$  m, aplicando ao solo a tensão  $\sigma = 0,2$  MPa.

Figura 25 – Sapata Assentada sobre solo argiloso.



Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2011).

Para a resolução analítica do exercício, como se trata de uma fundação apoiada sobre uma camada semi-infinita com módulo de deformabilidade constante com a profundidade, logo será utilizado a Equação 2 para a estimativa do recalque. Para o cálculo do módulo de deformabilidade a partir da Equação 3 tem-se:  $I_p$  igual a 0,99 (TABELA 1),  $\alpha$  igual a 7 (TABELA 2) e, por extrapolação um valor de  $K$  igual a 0,15 (TABELA 3).

$$E_s = 7 \cdot 0,15 \cdot 15 = 16 \text{ Mpa}$$

Por fim, é possível estimar o recalque através da Equação 2.

$$\rho_i = 0,2 \cdot 3 \cdot \left[ \frac{1 - 0,5^2}{1 \times 6} \right] \cdot 0,99 = 27,8 \text{ mm}$$

Para a resolução do problema por meio do AnISEs, é necessária a inserção dos dados referentes ao solo, fundação e estrutura. Vale ressaltar que a tensão do solo não é um parâmetro de entrada do programa, uma vez que ele trabalha com a força aplicada à fundação pela estrutura, calculando por si próprio a tensão, relacionando a força com a área da sapata. Assim,

para a sapata quadrada de 3 x 3 m do enunciado, foi inserido uma força de 1800 kN no pilar para resultar em uma tensão de 200 kPa, ou 0,2 MPa, aplicada pela fundação ao solo.

É perceptível que, para valores de recalque com uma casa decimal, o valor do recalque estimado (FIGURA 26) pelo programa está condizente com a literatura.

Figura 26 – Estimativa do recalque em camada Semi-Infinita.

Dados:

v:  Ip:

Resultados:

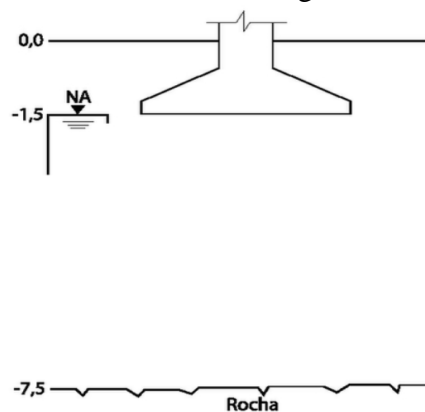
	Pilar	Área Rep.	Tipo de Solo	NSPT	Es (MPa)	Ip	Recalque (mm)
*	1	1	Argila	15	16	0,99	27,8

Fonte: Dos autores (2019).

### 3.3.1.2 Camada Finita

Cintra et al. (2011), propuseram uma alteração no exercício anterior, porém agora com a sapata apoiada à cota de 1,5 m e com o topo rochoso à cota de 7,5 m. Assim, a resolução passa a ser realizada utilizando-se camada finita.

Figura 27 – Sapata assentada sobre solo argiloso com topo rochoso visível.



Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2011).

Assim, para utilização do ábaco da Figura 3, têm-se as relações:

$$\frac{h}{B} = \frac{1,5}{3} = 0,5 \quad \text{e} \quad \frac{H}{B} = \frac{6}{3} = 0,5$$

Dessa forma, para a sapata quadrada em questão ( $L/B = 1$ ), têm-se os parâmetros  $\mu_0$  e  $\mu_1$  iguais a 0,86 e 0,56, respectivamente. Por fim, é possível estimar o recalque através da Equação 4.

$$\rho_i = 0,86 \cdot 0,56 \cdot \frac{0,2 \cdot 3}{16} = 18,1 \text{ mm}$$

Para o cálculo pelo AnISEs é necessária a inserção do número de camadas a ser considerada e dos valores dos fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ . Através do resultado obtido (FIGURA 28) verifica-se a igualdade entre os resultados.

Figura 28 – Estimativa do recalque em camada finita efetuada pelo programa AnISEs.

The screenshot shows the 'AnISEs - Análise da Interação Solo-Estrutura - Camada Finita' window. It features a 'Número de Camadas' input field set to 1, a 'Fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ ' section with a table containing values 0,86 and 0,56, and a 'Resultados' table with one row showing a settlement of 18,1 mm for a single pile and area.

Fatores $\mu_0$ e $\mu_1$ :	
$\mu_0$	$\mu_1$
0,86	0,56

Resultados:			
	Pilar	Área Rep.	Recalque (mm)
*	1	1	18,1

Fonte: Dos autores (2019).

### 3.3.1.3 Multicamadas

Cintra et al. (2011) sugeriram ainda uma última alteração para o exercício. Dessa vez, pela adição de uma segunda camada de solo sob a sapata de fundação (FIGURA 29).

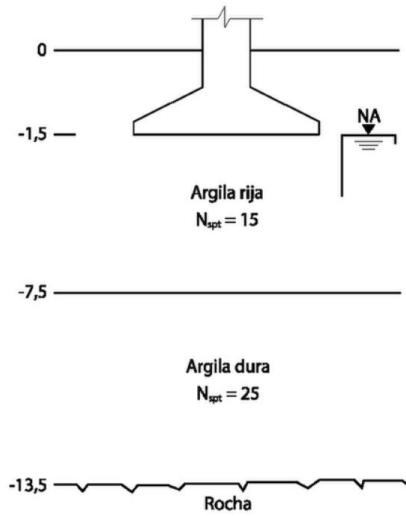
Assim, tem-se que o recalque total é dado pela soma dos recalques das duas camadas. Como calculado anteriormente, o recalque da primeira camada ( $\rho_1$ ) foi de 18,1 mm. Para o cálculo do recalque da segunda camada ( $\rho_2$ ) faz-se uma propagação de tensões (FIGURA 5) resultando em uma sapata fictícia apoiada na cota de -7,5 m, com  $B' = L' = 9$  m.

$$\Delta\sigma = \frac{200 \cdot 3^2}{9^2} = 22 \text{ kPa}$$

Para os fatores de influência do embutimento e da espessura, tem-se:

$$\frac{h'}{B'} = \frac{7,5}{9} = 0,83 \quad \text{e} \quad \frac{H'}{B'} = \frac{6}{9} = 0,67$$

Figura 29 – Sapata assentada sobre solo estratificado.



Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2011).

Com a relação  $L'/B' = 1$ ,  $\mu_0$  e  $\mu_1$  são dados por 0,77 e 0,35 respectivamente. Por fim, é possível estimar o recalque da segunda camada por meio da Equação 4.

$$\rho_2 = 0,77 \cdot 0,35 \cdot \frac{22 \cdot 9}{26} = 2,1 \text{ mm}$$

Logo, o recalque total será dado pela soma dos recalques individuais.

$$\rho_i = \rho_1 + \rho_2 = 18,1 + 2,1 = 20,2 \text{ mm}$$

Para o cálculo do recalque em multicamadas por meio do AnISEs, devem-se acrescentar os dados de sondagem referentes as características do solo da segunda camada, o número de camadas (duas) e os valores de  $\mu_0$  e  $\mu_1$  para cada camada. O procedimento e o valor estimado do recalque se encontram na Figura 30.

Figura 30 – Estimativa do recalque em multicamadas pelo programa AnISEs.



Fonte: Dos autores (2019).

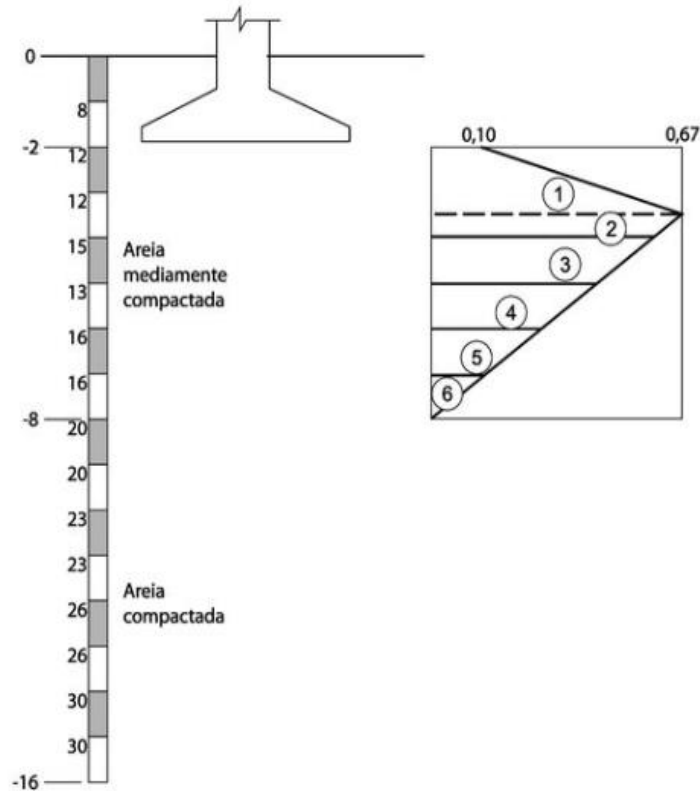
É perceptível que, assim como nos cálculos para camada semi-infinita e para camada finita com uma camada, o resultado da estimativa do recalque em multicamadas efetuado pelo programa se mostrou compatível com o valor calculado analiticamente.

### 3.3.2 Recalques em Meio Elástico Não Homogêneo

#### 3.3.2.1 Schmertmann (1978) para sapata isolada

Para a validação da estimativa de recalque em MENH, foi selecionado o quarto Exercício Resolvido do Capítulo 3 (CINTRA et al., 2011). Neste exercício, pede-se a estimativa do recalque imediato da sapata indicada na Figura 31, com  $B = L = 3$  m, apoiada à cota de 2 m, aplicando ao solo a tensão  $\sigma = 0,2$  MPa.

Figura 31 – Sapata apoiada sobre solo arenoso, com  $I_z$  máx em 0,67.



Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2011).

Para a resolução analítica do exercício, foi construída uma planilha utilizando o software *Microsoft Office Excel*. Na planilha, foram inseridos os cálculos descritos na Seção 2.2.2.1. Para o cálculo de  $I_z$ , necessário para a estimativa do recalque, o solo foi discretizado em 6000 camadas de espessura ( $\Delta z$ ) igual a 1 milímetro, para maior precisão no resultado. Assim, após implementados todos os cálculos e discretizações no *Microsoft Office Excel*, obteve-se o resultado apresentado na Tabela 5.

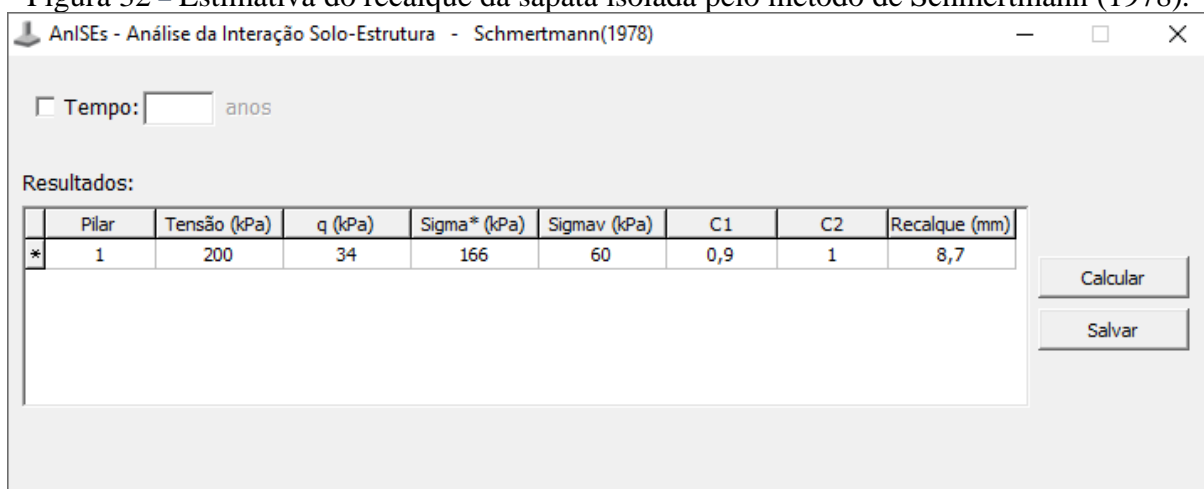
Tabela 5 – Estimativa de recalque para sapata isolada pelo método de Schmertmann (1978) obtida com a utilização do *Microsoft Office Excel*.

Sobrecarga (kN)	$\sigma^*$ (kPa)	$\sigma_V$ (kPa)	C1	C2	$\rho_i$ (mm)
34	166,00	59,50	0,90	1	8,7

Fonte: Dos autores (2019).

O resultado obtido por meio do AnISEs está apresentado na Figura 32. Comparando os resultados obtidos pelos softwares (*Microsoft Office Excel* e AnISEs) nota-se a igualdade entre os valores.

Figura 32 – Estimativa do recalque da sapata isolada pelo método de Schmertmann (1978).



Fonte: Dos autores (2019).

### 3.3.2.2 Schmertmann (1978) para sapata corrida

Para a validação do cálculo da estimativa de recalque para sapata corrida, foi realizada uma adaptação do exercício disponível em Cintra et al. (2003). Trata-se do cálculo de recalque, após 5 anos, de uma sapata corrida de 2,6 m x 26 m, apoiada a 2 m da superfície do terreno, aplicando uma tensão de 182 kPa. O solo é constituído por uma areia média, compacta, com peso específico de 16 kN/m<sup>3</sup> (saturado de 20 kN/m<sup>3</sup>). O nível de água se encontra a 2,05 m, e os valores de  $q_c$  se encontram na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores de  $q_c$  com a profundidade (continua).

Profundidade (m)	$q_c$ (MPa)
2,0	2,5
3,0	3,5
4,0	3,5
5,0	7,0
6,0	3,0
7,0	8,5
8,0	17,0



Tabela 6 – Valores de  $q_c$  com a profundidade (conclusão).

Profundidade (m)	$q_c$ (MPa)
9,0	6,8
10,0	10,0
11,0	4,0
12,0	7,0

Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2003).

Como o AnISEs utiliza o módulo de deformabilidade  $E_s$ , e não a resistência de ponta  $q_c$ , que será calculado através da Equação 24.

$$E_s = 3,5 q_c \quad (24)$$

Tabela 7 – Valores de  $E_s$  com a profundidade.

Profundidade (m)	$E_s$ (MPa)
2,0	9
3,0	12
4,0	12
5,0	24
6,0	10
7,0	30
8,0	59
9,0	21
10,0	35
11,0	14
12,0	25

Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2003).

Após calculados os valores de  $E_s$  (TABELA 7) para cada profundidade, foi implementada a planilha do Excel para estimativa do recalque da sapata. Como para sapatas corridas o bulbo de recalques vai até  $z = 4B$  e o valor máximo de  $I_z$  ocorre a uma profundidade  $z = B$ , foram utilizadas as Equações 17 e 18 para o cálculo de  $I_z$  e para a estimativa do recalque. Na planilha, assim como no exemplo anterior, o solo foi discretizado com camadas de espessura ( $\Delta z$ ) igual a 1 mm, totalizando 10400 camadas. Assim, após implementados todos os cálculos e discretizações no *Microsoft Office Excel*, obteve-se o resultado apresentado na Tabela 8.

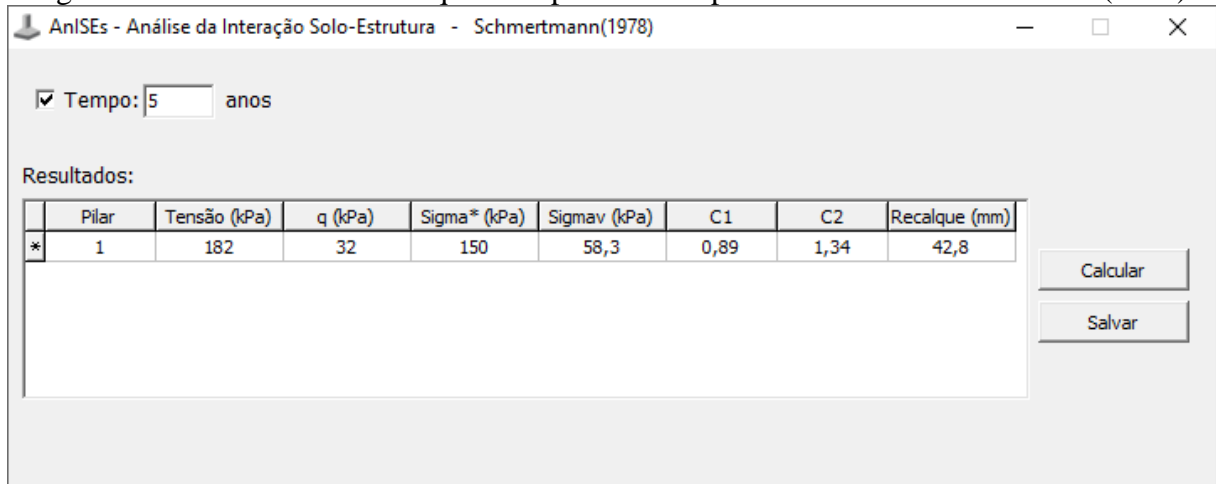
Tabela 8 – Estimativa de recalque para sapata corrida pelo método de Schmertmann (1978) obtida com a utilização do *Microsoft Office Excel*.

Sobrecarga (kN)	$\sigma^*$ (kPa)	$\sigma_V$ (kPa)	$C_1$	$C_2$	$\rho_i$ (mm)
32	150,00	58,00	0,89	1,34	42,8

Fonte: Dos Autores (2019).

O resultado obtido por meio do AnISEs está apresentado na Figura 33. Nota-se que o valor calculado pelo programa, assim como na estimativa anterior para o método de Schmertmann (1978) para sapata isolada, foi o mesmo do valor calculado pela planilha do *Microsoft Office Excel*.

Figura 33 – Estimativa do recalque da sapata corrida pelo método de Schmertmann (1978).

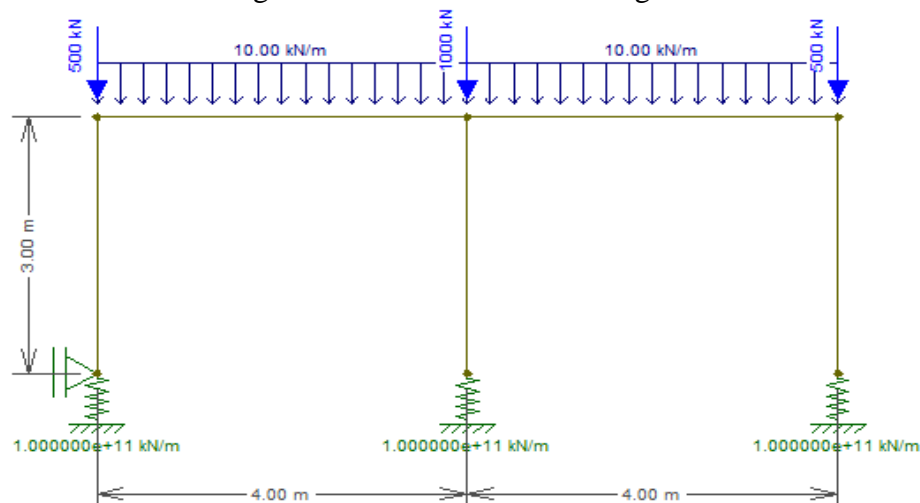


Fonte: Dos autores (2019).

### 3.3.3 Validação do processo iterativo

Para validação do processo iterativo para determinação dos coeficientes de mola utilizando o AnISEs e o Ftool Basic<sup>®</sup>, foi utilizado o pórtico plano carregado (FIGURA 34) apresentado por Souza et al. (2008), admitindo-se que as vigas e pilares possuam seções transversais de 15 x 30 cm. Além disso, os pilares se apoiam sobre sapatas com dimensões de 60 x 60 cm, que por sua vez se apoiam em um solo com  $E_S = 50$  GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3.

Figura 34 – Pórtico Plano Carregado.



Fonte: Adaptado de Souza et al. (2008).

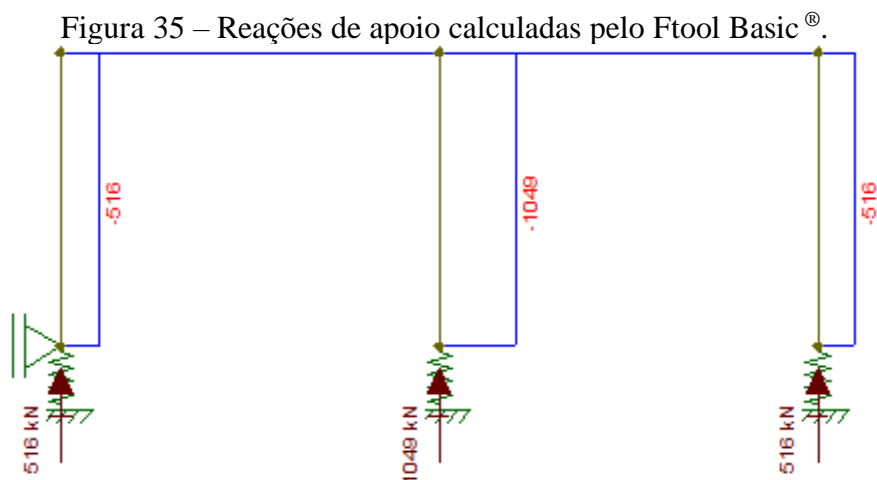
Souza et al. (2008) apresentaram duas metodologias para aplicação da interação solo-estrutura no pórtico apresentado. Para a validação do processo iterativo efetuado no AnISEs, será considerada a primeira metodologia, na qual primeiramente foram calculadas as reações de apoio da estrutura considerando os apoios rígidos e em seguida, a partir das reações encontradas, foi calculada a estimativa de recalque dos três pilares através da Equação 2, considerando um valor de  $I_p = 0,82$  para as sapatas rígidas. Assim, a Tabela 9 apresenta os resultados obtidos pelos autores através da aplicação do processo para a estrutura apresentada.

Tabela 9 – ISE com controle dos coeficientes de mola.

Pilar	Apoio Rígido		Apoio Flexível			
			Iteração 1		Iteração 2	
	K (kN/m)	R (kN)	K (kN/m)	R (kN)	K (kN/m)	R (kN)
P1	$\infty$	-516	40203,7	-521	40203,7	-521
P2	$\infty$	-1049	40203,7	-1039	40203,7	-1039
P3	$\infty$	-516	40203,7	-521	40203,7	-521

Fonte: Souza et al. (2008).

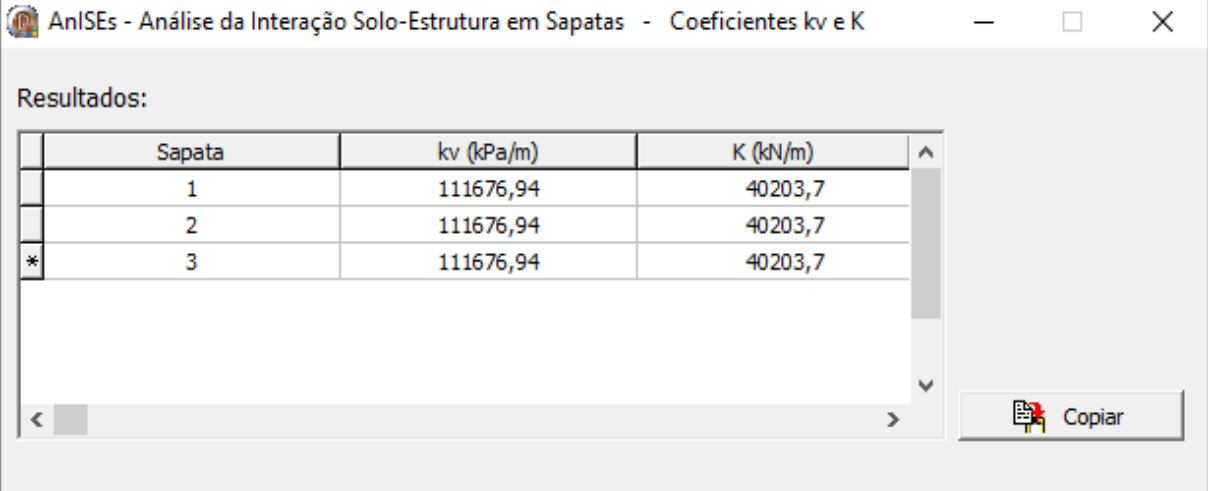
Para a realização do processo iterativo, replicou-se o pórtico no Ftool Basic<sup>®</sup>, determinando as dimensões dos pilares e vigas e aplicando os esforços e carregamentos nos locais indicados na Figura 34. Considerando que os componentes estruturais são de concreto, foram inseridos nos parâmetros dos materiais um módulo de elasticidade  $E = 25$  GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2. Para os apoios, assim como no pórtico proposto por Souza et al. (2008), foram utilizados coeficientes  $K$  iguais a  $1 \times 10^{11}$  kN/m. Assim, as reações encontradas estão apresentadas na Figura 35.



Fonte: Dos autores (2019).

Na sequência, os dados do solo, das fundações e da estrutura foram inseridos no AnISEs. Para o cálculo do recalque, foi utilizado o método da camada Semi-Infinita. Assim, para a primeira iteração, foram obtidos os coeficientes de mola apresentados na Figura 36.

Figura 36 – Resultados da primeira iteração efetuada no AnISEs.

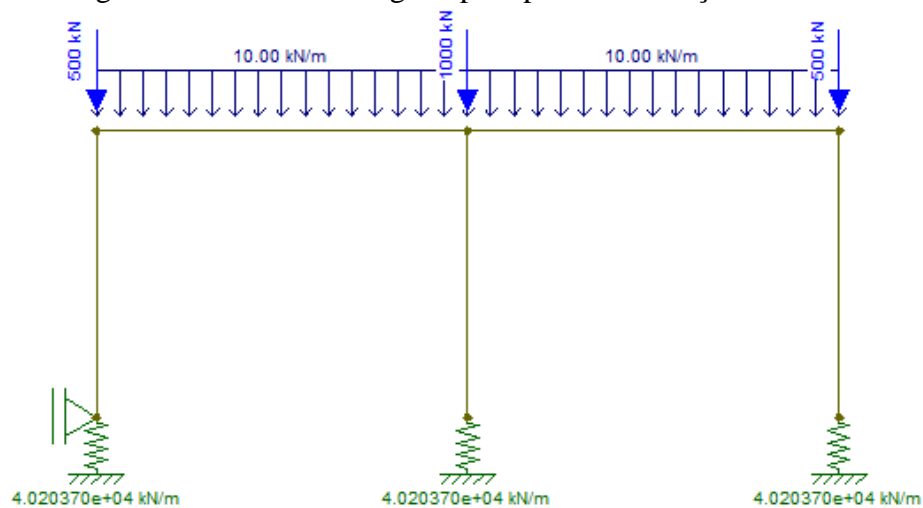


Sapata	kv (kPa/m)	K (kN/m)
1	111676,94	40203,7
2	111676,94	40203,7
* 3	111676,94	40203,7

Fonte: Dos autores (2019).

Com os primeiros coeficientes de mola determinados, o Ftool Basic® foi novamente utilizado para a determinação das novas reações, onde os novos coeficientes de mola foram acrescentados (FIGURA 37), e novas reações foram encontradas (FIGURA 38).

Figura 37 – Pórtico carregado para primeira iteração efetuada.

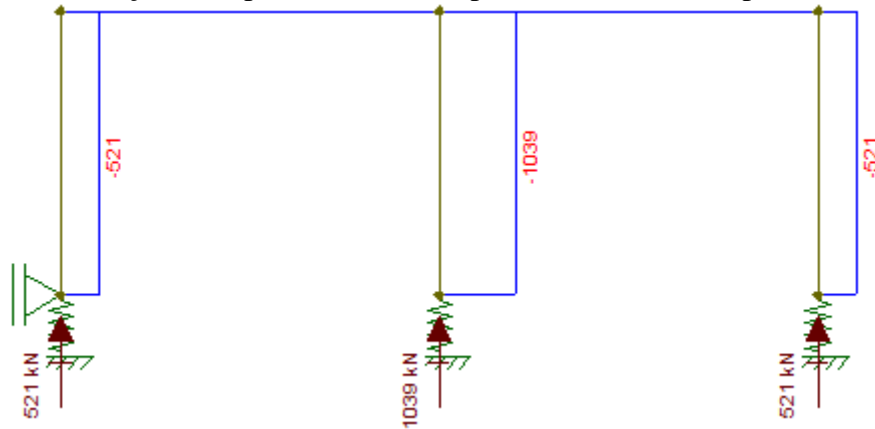


Fonte: Dos autores (2019).

Para a segunda iteração, os valores das reações não se alteraram e com isso os coeficientes de mola também se mantiveram os mesmos.

Os resultados das iterações efetuadas estão apresentados na Tabela 10. Nota-se que os resultados obtidos foram os mesmos valores encontrados por Souza et al. (2008).

Figura 38 – Reações de apoio encontradas pelo Ftool Basic® na primeira iteração.



Fonte: Dos autores (2019).

Tabela 10 – Coeficientes de mola e reações encontradas em cada iteração no AnISEs.

Pilar	Apoio Rígido		Apoio Flexível			
			Iteração 1		Iteração 2	
	K (kN/m)	R (kN)	K (kN/m)	R (kN)	K (kN/m)	R (kN)
P1	$1 \times 10^{11}$	-516	40203,7	-521	40203,7	-521
P2	$1 \times 10^{11}$	-1049	40203,7	-1039	40203,7	-1039
P3	$1 \times 10^{11}$	-516	40203,7	-521	40203,7	-521

Fonte: Dos autores (2019).

## 4 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo será apresentado um modelo de edificação no qual será avaliada a interação solo-estrutura por meio do uso conjunto entre o AnISEs e um software de referência para dimensionamento estrutural. Para a análise serão considerados apoios elásticos apenas na direção vertical.

### 4.1 Caracterização da estrutura

O problema trata-se de um edifício hipotético de 10 pavimentos, com estrutura em concreto armado. A distribuição dos pilares e vigas da edificação se encontra no Apêndice A.

Para os elementos estruturais, foram considerados pilares e vigas com seções transversais de 20 x 60 cm e 20 x 50 cm, respectivamente. O pé direito de cada pavimento da edificação possui 3 m, e as lajes utilizadas são maciças, com 10 cm de espessura. O corte esquemático da edificação se encontra no Apêndice B. Todas as cargas e cálculos considerados no dimensionamento da estrutura foram baseados nas normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 6120:2019.

Foram utilizadas sapatas quadradas rígidas com quatro dimensões diferentes, de acordo com a resistência do solo e da geometria da edificação: 160 x 160 cm, 190 x 190 cm, 200 x 200 cm, 220 x 220 cm, como mostrado no Apêndice C. Como a geometria escolhida para as fundações não acompanha a dos pilares, o critério dos balanços iguais não é satisfeito, o que resulta em taxas de armaduras diferentes para as duas direções das sapatas.

Considerou-se que a edificação se assenta sobre um solo estratificado, com nível de água igual a 2 m. Os resultados do ensaio SPT para o solo se encontram na Tabela 11. Para o cálculo dos recalques, utilizou-se o método de Schmertmann (1978).

Tabela 11 – Dados da sondagem SPT do solo (continua).

<b>Profundidade (m)</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>γ (kN/m<sup>3</sup>)</b>
1	Argila	8	16
2	Argila	10	17
3	Argila	8	17
4	Argila	11	17
5	Argila	12	17
6	Silte	7	18
7	Silte	10	18
8	Silte	12	18
9	Silte	12	18
10	Silte	15	18
11	Silte	27	18
12	Silte	36	18

Tabela 11 – Dados da sondagem SPT do solo (conclusão).

<b>Profundidade (m)</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>γ (kN/m<sup>3</sup>)</b>
13	Silte	46	18
14	Silte	54	18
15	Silte	54	18
16	Silte	37	18

Fonte: Dos autores (2019).

#### 4.2 Modelo sem aplicação da ISE

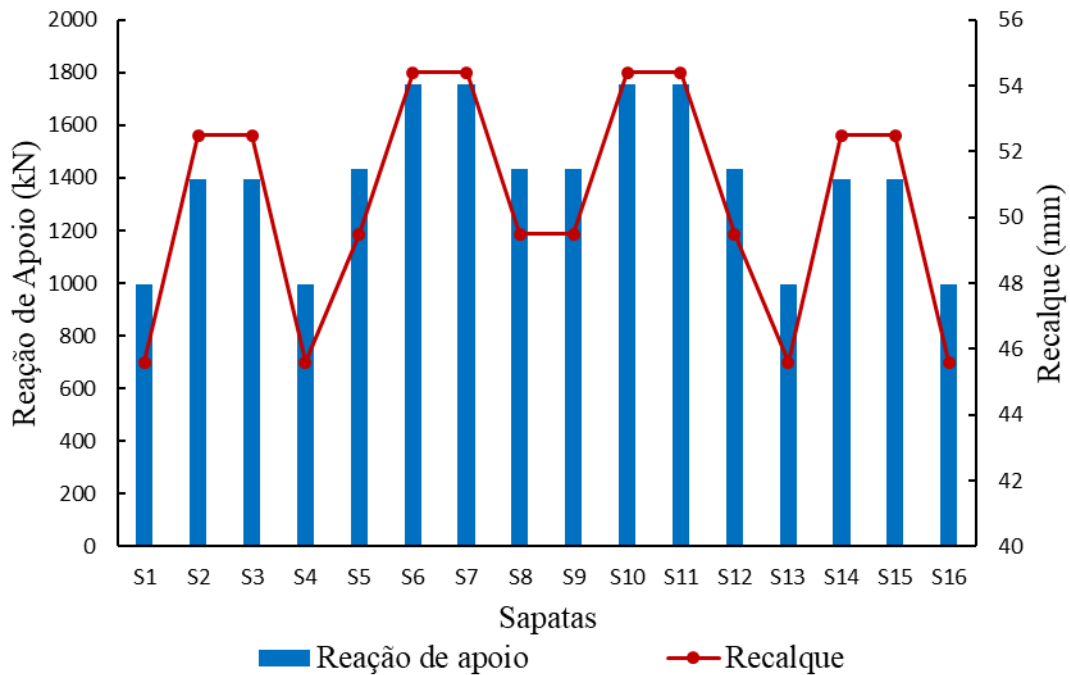
Para a análise utilizou-se um software de referência para o dimensionamento estrutural, onde os cálculos das reações de apoio foram realizados por meio da consideração de apoios indeslocáveis. Com os valores das reações, foram calculados os valores dos recalques para todos os elementos de fundação por meio do AnISEs. Os resultados das reações e dos recalques obtidos estão apresentados na Tabela 12 (GRÁFICO 1).

Tabela 12 – Reações de apoio sem aplicação da ISE.

<b>Sapatas</b>	<b>Reações de Apoio (kN)</b>	<b>Recalques (mm)</b>
1	995,79	45,6
2	1395,84	52,5
3	1395,84	52,5
4	995,79	45,6
5	1433,45	49,5
6	1755,37	54,4
7	1755,37	54,4
8	1433,45	49,5
9	1433,44	49,5
10	1755,30	54,4
11	1755,30	54,4
12	1433,44	49,5
13	995,81	45,6
14	1395,92	52,5
15	1395,92	52,5
16	995,81	45,6

Fonte: Dos autores (2019).

Gráfico 1 – Variação do recalque de acordo com a reação de apoio (sem ISE).



Fonte: Dos autores (2019).

### 4.3 Modelo com a aplicação da ISE

Após o cálculo dos recalques por meio do AnISEs, foram obtidos os coeficientes de mola de cada elemento de fundação. Com os valores calculados, retornou-se ao software de referência para um novo cálculo de reações de apoio, desta vez com a adição de apoios elásticos. Repetiu-se o procedimento até que se atingisse a estabilização das cargas e/ou dos recalques. O processo de cálculo se estabilizou na segunda iteração, uma vez que a partir dela os recalques se mostraram constantes. Os resultados das reações de apoio e dos recalques estão apresentados na Tabela 13 (GRÁFICO 2).

Tabela 13 – Reações de apoio obtidas com aplicação da ISE (continua).

Sapatas	Reações de Apoio (kN)	Recalques (mm)
1	1007,64	46,4
2	1379,51	51,7
3	1379,51	51,7
4	1007,64	46,4
5	1434,87	49,6
6	1703,95	52,1
7	1703,95	52,1
8	1434,87	49,6
9	1434,86	49,6
10	1703,90	52,1
11	1703,90	52,1
12	1434,86	49,6

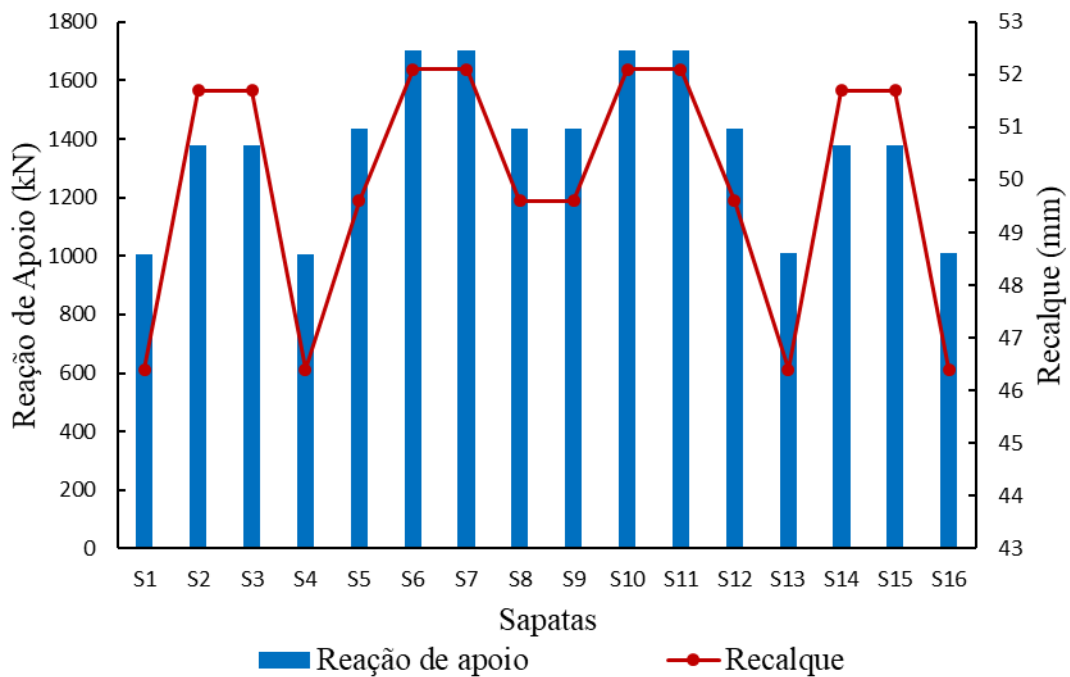


Tabela 13 – Reações de apoio obtidas com aplicação da ISE (conclusão).

Sapatas	Reações de Apoio (kN)	Recalques (mm)
13	1007,65	46,4
14	1379,57	51,7
15	1379,57	51,7
16	1007,65	46,4

Dos autores (2019).

Gráfico 2 – Variação do recalque de acordo com a reação de apoio (com ISE).



Dos autores (2019).

#### 4.4 Comparação dos resultados

##### 4.4.1 Reações de apoio

É possível notar que as reações de apoio se redistribuíram. Verifica-se ainda que as variações se mostraram significativas nos pilares centrais da edificação, devido a estes receberem uma maior porcentagem das cargas. As variações dos esforços se encontram na Tabela 14 (GRÁFICO 3).

Tabela 14 – Reações de apoio obtidas com e sem a consideração da ISE (continua).

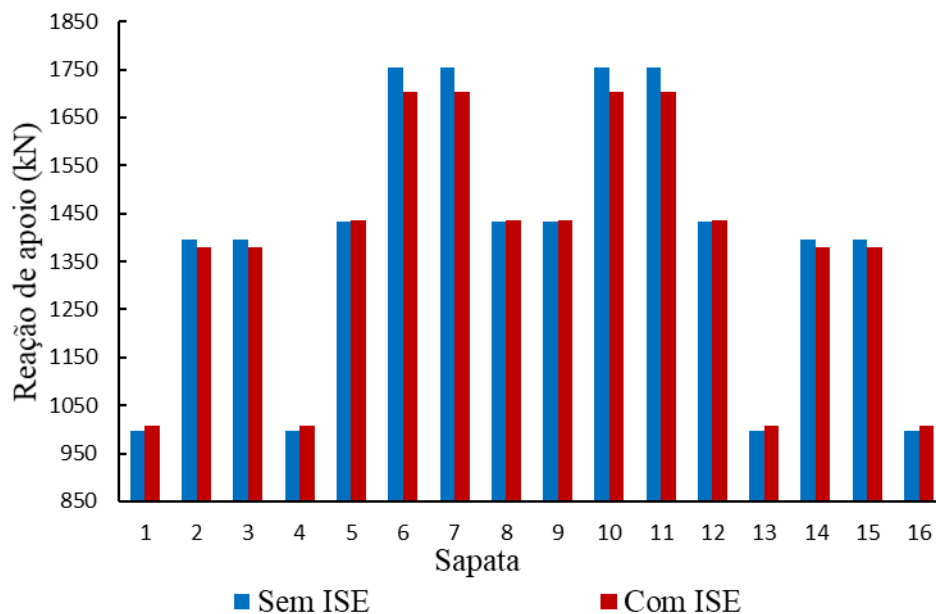
Sapata	Reações de apoio (kN)		
	Sem ISE	Com ISE	Diferença (%)
1	995,79	1007,64	1,19
2	1395,84	1379,51	1,17
3	1395,84	1379,51	1,17

Tabela 14 – Reações de apoio obtidas com e sem a consideração da ISE (conclusão).

Sapata	Reações de apoio (kN)		
	Sem ISE	Com ISE	Diferença (%)
4	995,79	1007,64	1,19
5	1433,45	1434,87	0,10
6	1755,37	1703,95	2,93
7	1755,37	1703,95	2,93
8	1433,45	1434,87	0,10
9	1433,44	1434,86	0,10
10	1755,30	1703,90	2,93
11	1755,30	1703,90	2,93
12	1433,44	1434,86	0,10
13	995,81	1007,65	1,19
14	1395,92	1379,57	1,17
15	1395,92	1379,57	1,17
16	995,81	1007,65	1,19

Fonte: Dos autores (2019).

Gráfico 3 – Variação das reações de apoio com e sem ISE.



Fonte: Dos autores (2019).

#### 4.4.2 Recalques

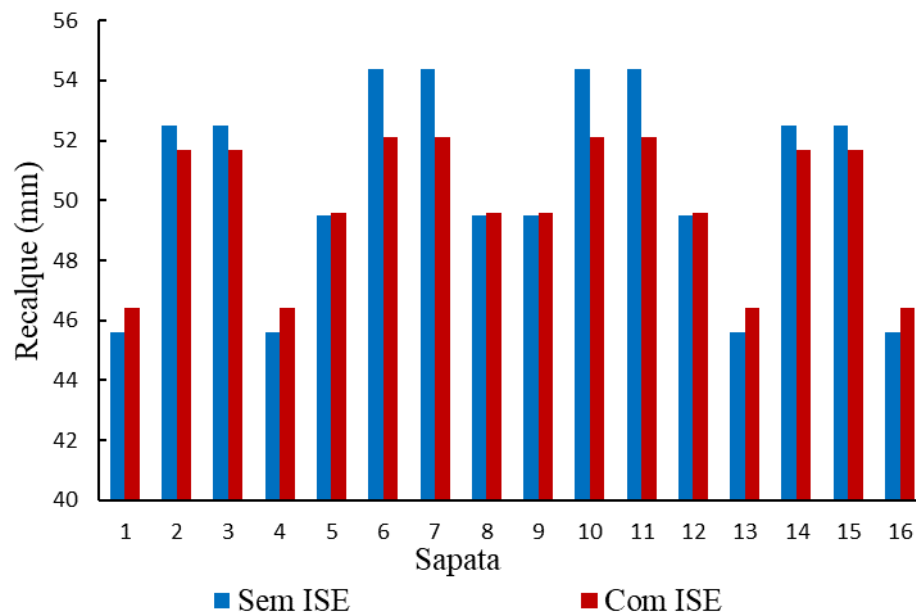
É possível perceber que os recalques apresentados na Tabela 15 (GRÁFICO 4) se alteraram de acordo com a variação das reações em cada fundação. Nota-se ainda que em algumas sapatas esta alteração foi bem pequena, e que as maiores ocorreram nas sapatas centrais, nas quais as reações variaram com maior intensidade.

Tabela 15 – Recalques das sapatas com e sem a consideração da ISE.

Sapata	Recalque (mm)		
	Sem ISE	Com ISE	Diferença (%)
1	45,6	46,4	1,75
2	52,5	51,7	1,52
3	52,5	51,7	1,52
4	45,6	46,4	1,75
5	49,5	49,6	0,20
6	54,4	52,1	4,23
7	54,4	52,1	4,23
8	49,5	49,6	0,20
9	49,5	49,6	0,20
10	54,4	52,1	4,23
11	54,4	52,1	4,23
12	49,5	49,6	0,20
13	45,6	46,4	1,75
14	52,5	51,7	1,52
15	52,5	51,7	1,52
16	45,6	46,4	1,75

Fonte: Dos autores (2019).

Gráfico 4 – Variação dos recalques com e sem ISE.



Fonte: Dos autores (2019).

#### 4.4.3 Esforços

A partir dos resultados apresentados anteriormente, verifica-se que as alterações mais significativas ocorreram nas sapatas S6, S7, S10 e S11. Por meio da envoltória de momentos

nas vigas baldrame V2, V3, V6 e V7, é possível notar que nos trechos situados entre essas sapatas há uma alteração considerável nos momentos positivos e negativos, cujos valores se encontram na Tabela 16 (GRÁFICO 5) e na Tabela 17 (GRÁFICO 6) respectivamente.

Tabela 16 – Momentos positivos com e sem a consideração da ISE.

Viga	Trecho	Momentos positivos (kNm)		
		Sem ISE	Com ISE	Diferença (%)
2	P6 - P7	15,47	19,09	23,40
3	P10 - P11	15,47	19,09	23,40
6	P6 - P10	34,91	38,14	9,25
7	P7 - P11	34,91	38,14	9,25

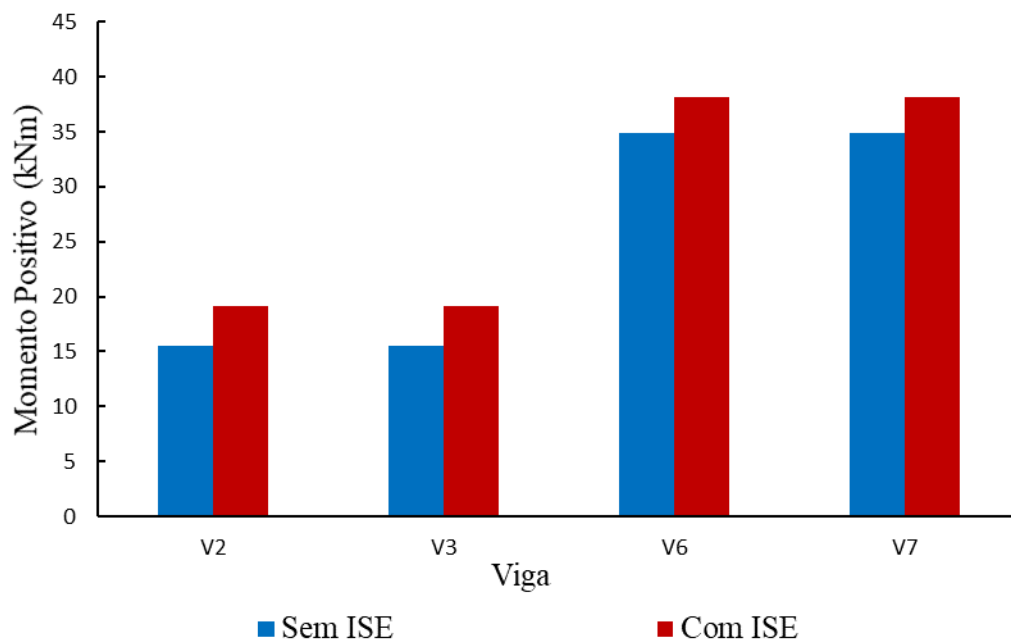
Fonte: Dos autores (2019).

Tabela 17 – Momentos negativos com e sem a consideração ISE.

Viga	Trecho	Momentos negativos (kNm)		
		Sem ISE	Com ISE	Diferença (%)
2	P6 - P7	- 42,75	- 48,24	12,84
3	P10 - P11	- 42,75	- 48,24	12,84
6	P6 - P10	- 71,65	- 73,92	3,17
7	P7 - P11	- 71,65	- 73,62	2,75

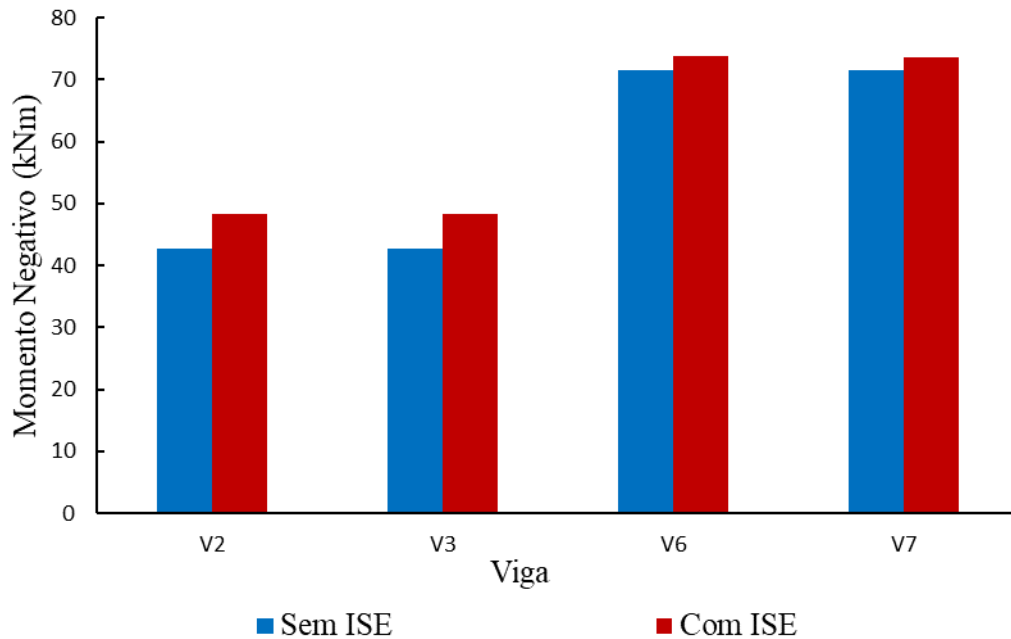
Fonte: Dos autores (2019).

Gráfico 5 – Variação dos momentos positivos com e sem a consideração da ISE.



Fonte: Dos autores (2019).

Gráfico 6 – Variação dos momentos negativos com e sem a consideração da ISE.



Fonte: Dos autores (2019).

#### 4.5 Análise da viabilidade econômica

Com a redistribuição dos esforços na estrutura, as solicitações nos elementos estruturais alteram seu valor. Dessa forma, a quantidade de materiais necessária para execução da edificação se altera quando a ISE é levada em consideração, se comparada a um projeto executado de forma tradicional.

Para a avaliação da viabilidade econômica, foi gerado o quantitativo de materiais da estrutura projetada, antes e após aplicação da ISE. Como o projeto foi executado com as dimensões fixas dos elementos estruturais (sapatas, pilares, lajes e vigas), o volume de concreto não foi alterado. Porém, com a alteração das solicitações em cada elemento, a quantidade de aço necessária para a execução da obra se modificou. A Tabela 18 apresenta a variação da quantidade de aço consumida na estrutura da edificação.

Tabela 18 – Peso de aço consumido com e sem a consideração da ISE.

Peso de Aço (kg)		Diferença (%)
Sem ISE	Com ISE	
21580,30	22436,20	3,97

Fonte: Dos autores (2019).

É possível notar que houve um aumento de quase 4% na quantidade de aço necessária para a estrutura, o que demonstra que, para o caso estudado, o orçamento da obra aumentaria.

Porém, é válido ressaltar que fatores monetários não são os únicos a serem levados em consideração em uma análise econômica. Com a redistribuição de esforços, as cargas nos pilares mais solicitados diminuiriam, o que poderia aumentar a vida útil da estrutura e evitar problemas a longo prazo. Além disso, com a diminuição significativa no recalque da maioria dos elementos de fundação, problemas como trincas e danos estruturais poderiam ser evitados, garantindo assim uma maior segurança para a edificação.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1 Conclusões

O desenvolvimento deste trabalho permitiu a avaliação da influência da ISE no projeto estrutural de uma edificação. Para isso, foi desenvolvida uma ferramenta computacional denominada AnISEs, que foi validada e aplicada a um estudo de caso.

Como ficou evidenciado nos exemplos estudados, o AnISEs se mostrou eficaz no auxílio da análise da ISE, mostrando-se eficiente nos processos iterativos para determinação dos recalques e coeficientes de mola. Dessa forma, a diferença entre os cálculos para estruturas sobre apoios rígidos e sobre apoios elásticos mostrou-se significativa, onde a redistribuição de esforços se deu à medida que os coeficientes de mola variaram.

Os resultados obtidos no estudo de caso comprovam que a redistribuição de esforços ocorre em toda a edificação. Desse modo, além dos esforços na estrutura em geral se tornarem mais uniformes, a quantidade de aço necessária no projeto se altera, diminuindo em algumas seções e aumentando em outras, conforme a variação dos esforços. Para o edifício analisado no estudo de caso, apesar da aplicação da ISE ter gerado um aumento no consumo de aço, houve uma redução considerável nas reações de apoio na seção mais carregada da estrutura, assim como nos recalques de quase todas as sapatas.

Com alterações significativas nos valores de recalques, reações e esforços, fica evidente a importância da consideração da ISE em projeto, uma vez que a esta pode influenciar na estabilidade e vida útil da estrutura. E para a obtenção de uma análise mais precisa e realista, deve-se avaliar diversos outros fatores que não foram abordados neste estudo, tal como a análise das etapas construtivas.

### 5.2 Sugestões

Baseado em referências bibliográficas, recomenda-se para trabalhos futuros a consideração das etapas construtivas, de tal forma que as cargas aplicadas sobre o solo aumentem gradativamente. Além disso é sugerido:

- Acoplar o programa ao Ftool;
- Implementar um método numérico para análises da ISE, como por exemplo o método dos elementos finitos;
- Implementar os cálculos para entrada de resultados de ensaios CPT, uma vez que este vem se destacando como um ensaio rotineiro em alguns centros do país; e
- Implementar os cálculos para estudos de fundações por estacas, pois para elevadas cargas este tipo de fundação se destaca.

## REFERÊNCIAS

- ALTO QI. **Coeficientes de recalque horizontal e vertical do solo**. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/174/1045/pt-br/coeficientes-de-recalque-horizontal-e-verticaldo-solo.html>>. Acesso em: 25 ago. 2019.
- ALTO QI. **Fundações e Estruturas: use um software com interação solo estrutura**. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/fundacoes-e-estruturas-use-software-com-ise/>>. Acesso em: 25 ago. 2019.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, 2011.
- AOKI, N. **Previsão da curva carga-recalque**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Ações para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 1996.
- BOUSSINESQ, J. **Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques: principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface ou de leur intérieur: mémoire suivi de notes étendues sur divers points de physique, mathématique et d'analyse**. Gauthier-Villars, 1885.
- BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Grupo Gen-LTC, 2000.
- CAMARGO, F. E. de. **Estados limites de fundações considerando a resposta da superestrutura**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre, 2002.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. 2003.
- COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 2006.
- JANBU, N.; BJERRUM, L.; KJAERNSLI, B. **Veiledning ved losning av fundamenteringsoppgaver**. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1956. (Publication 16).
- MENDES, E. J. et al. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura**. 2016. 169 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina.
- MORAES, M. C. da. **Estruturas de fundações – 2ª edição**. São Paulo: McGraw Hill, 1976. 205 p.



MULTIPLUS. **CypeCAD: Software para cálculo estrutural e projeto estrutural.** Disponível em: <<https://multiplus.com/software/cypecad/>>. Acesso em: 25 ago. 2019.

PEREIRA, P. R. A. **Desenvolvendo aplicações para banco de dados desktop com Borland Delphi 6.** 2002. Disponível em: <<http://www.etelg.com.br/paginaete/downloads/informatica/delphi6bd.pdf>>. Acesso em: 14 ago. 2019.

PERLOFF, W. H.; BARON, W. **Soil mechanics: principles and applications.** Minnesota: Ronald Press Co., 1976.745 p.

PORTO, T. B.; SILVA, R. M. **Study of a Structural Masonry Building with the Analysis of Soil-Structure Interaction.** Mecânica Computacional, v. XXIX, p. 1555-1574, 2010.

POULOS, H. G. **Soil-structure interaction.** In: X ICSMFE, Estocolmo, ISSMFE. Proceedings. v. IV. 1975. p. 307-334.

RODARTE, L. S. **Estimativa de deslocamentos verticais de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da cidade de Lavras-MG.** 2007. 55 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2007.

RUSSI, D. **Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007. p.149.

SCHMERTMANN, J. H. **Static cone to compute settlement over sand.** *Journal Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 96, n. SM3, 1970. p. 1011-1043.

SCHMERTMANN, I. H.; HARTMAN, J. P.; BROWN, P. R. **Improved strain influence factor diagrams.** *Journal Geotechnical Division*, ASCE, v. 104, n. 8, 1978.

SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. **A Short Course in Foundation Engineering.** London: Butterworth & Co, 1977. 159 p.

SCKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. Allowable Settlements of buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers Design and Construction.** London, v.5, pt. 3, p. 727-768, 1956.

SOUZA, R. de; REIS, J. H. C. dos. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas.** Universidade Estadual de Maringa – UEM, Maringa, 2008.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. de. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, Cap, v. 7, p. 227-264, 1996.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction.** *Geotechnique*, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1956.

TQS. **SISEs - Interação Solo-Estrutura.** Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/suporte-eservicos/biblioteca-digital-tqs/82-sises-interacao-solo-estrutura>>. Acesso em: 25 de ago. 2019.

ULRICH, E. J. et al. **Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats.** *ACI Structural Journal*, v. 85, n. 3, p. 304-324, 1988.

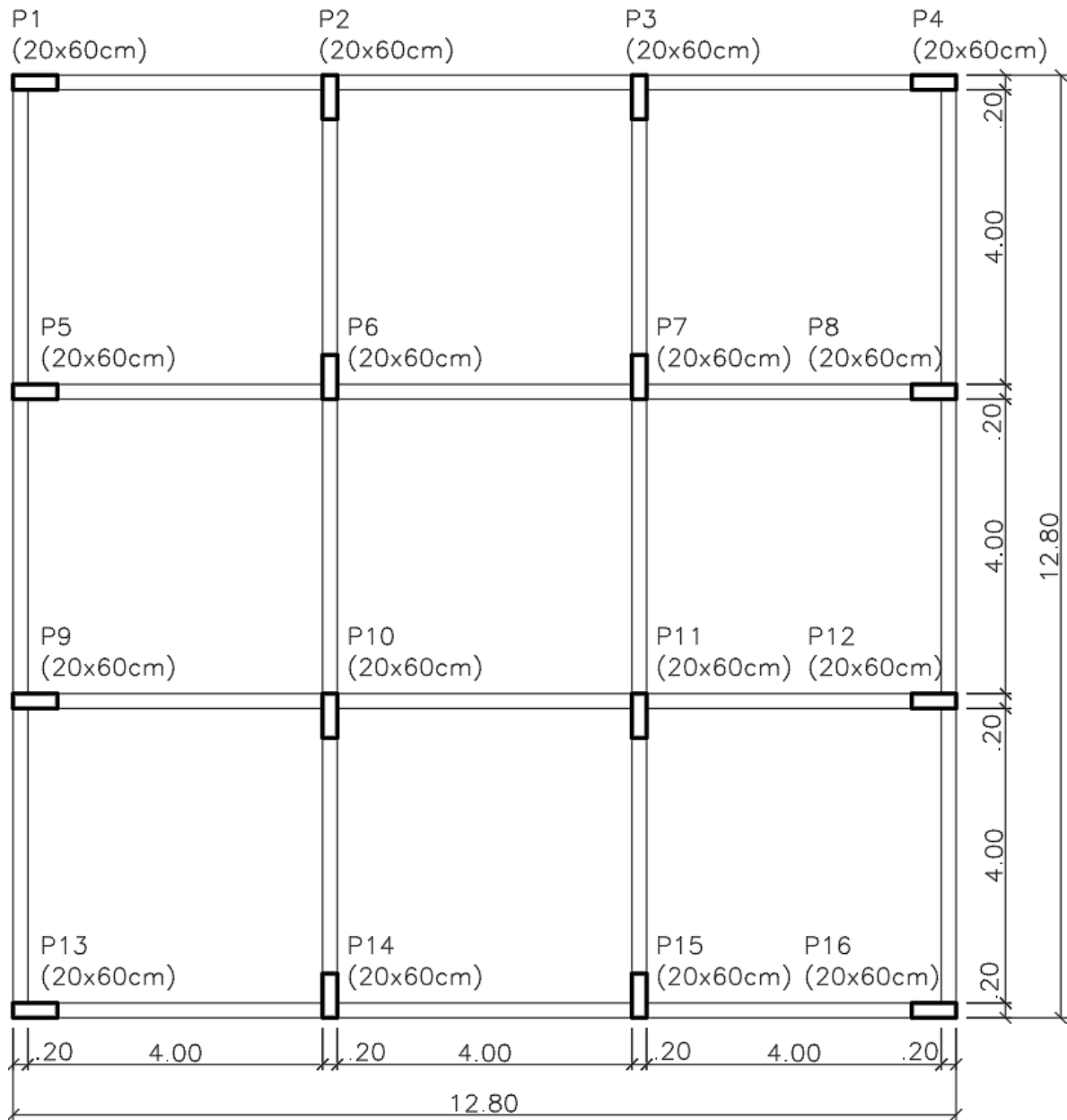
VELLOSO, D. de A., LOPES, F. de R. **Fundações: Fundações Profundas.** COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações, volume 1: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais e fundações profundas**. Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações, volume 1: critérios de projeto – investigações do solo – fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2ª ed, 2011.

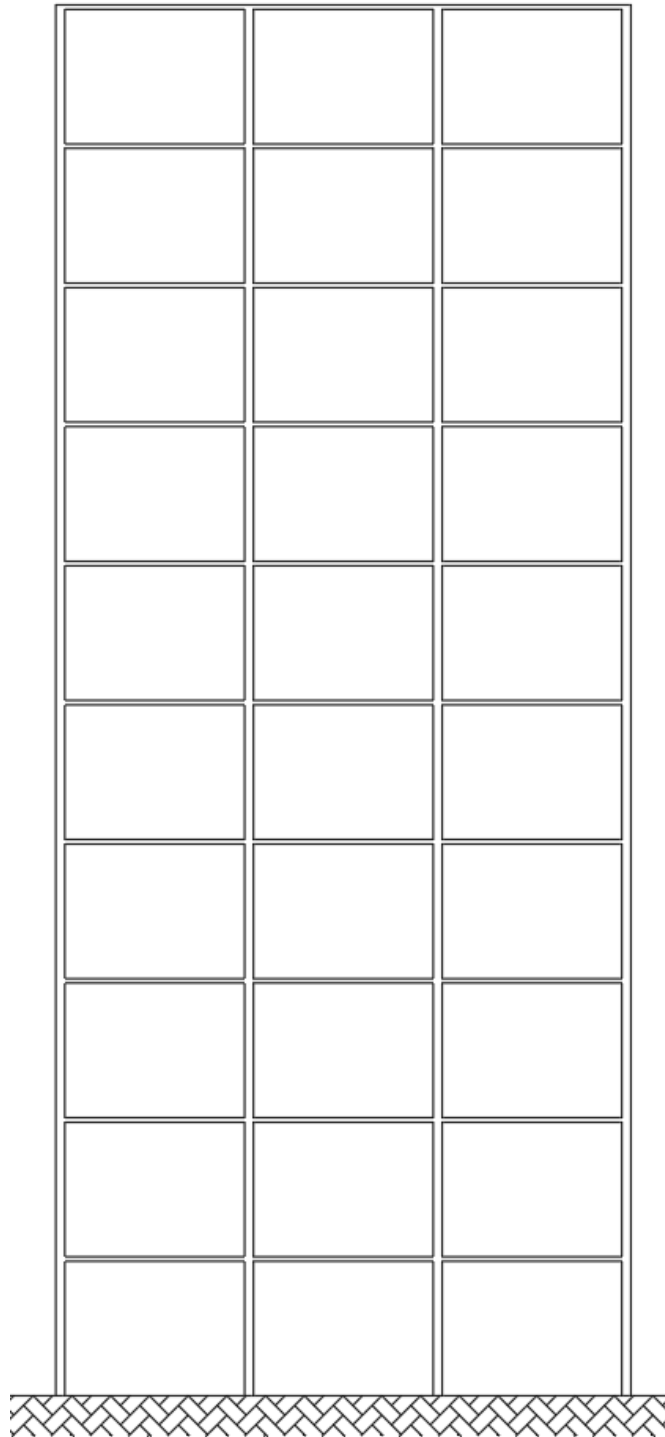
WINKLER, E. **Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik**. 1867.

### APÊNDICE A – Planta de forma do pavimento tipo da edificação

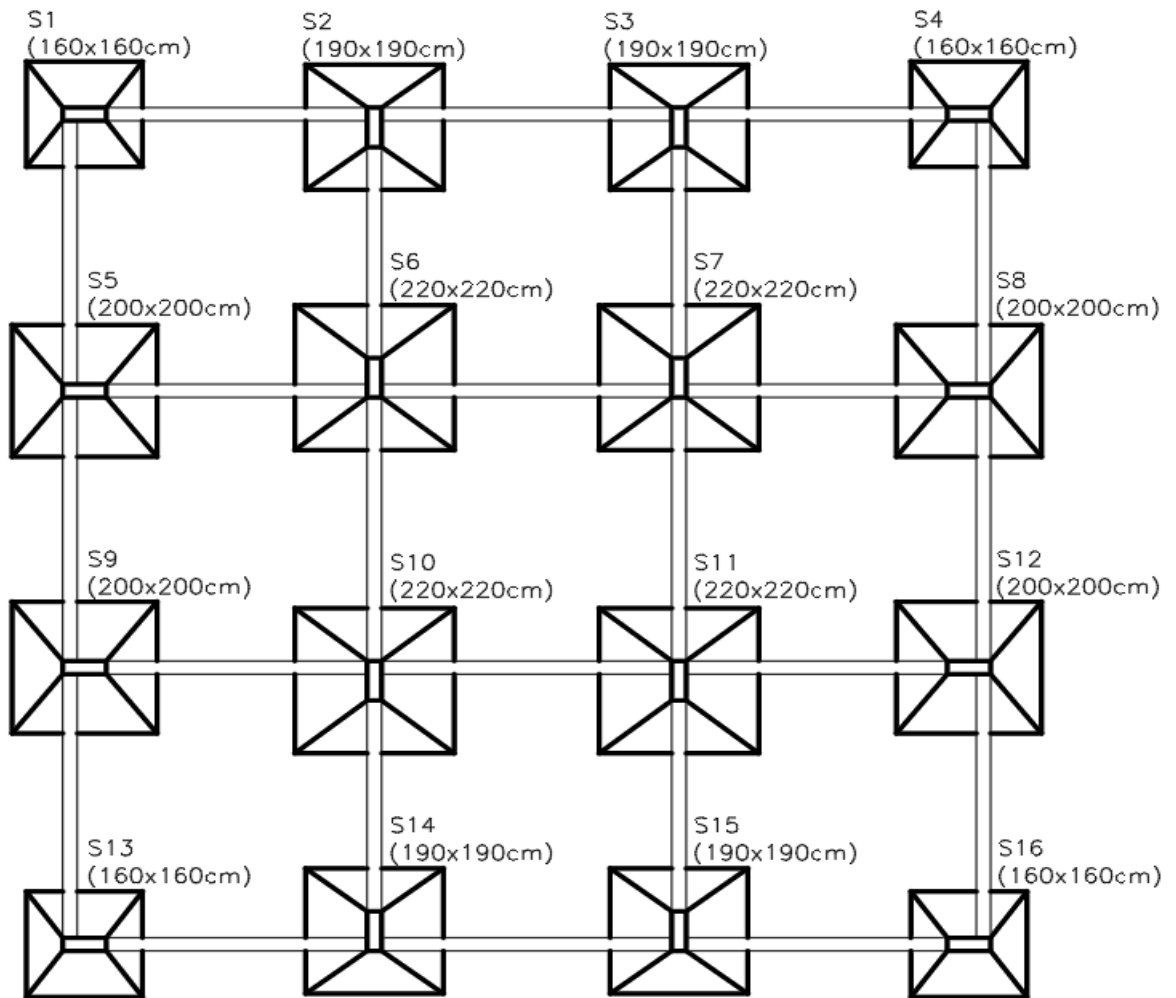


Fonte: Dos autores (2019).

**APÊNDICE B – Corte esquemático da edificação**



Fonte: Dos autores (2019).

**APÊNDICE C – Planta de Fundação da edificação**

Fonte: Dos autores (2019).