

Análise de edifícios considerando a  
interação solo-estrutura

Eduardo José Mendes

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

EDUARDO JOSÉ MENDES

**ANÁLISE DE EDIFÍCIOS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

FLORIANÓPOLIS  
2016



EDUARDO JOSÉ MENDES

**ANÁLISE DE EDIFÍCIOS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Daniel Domingues Loriggio,  
Dr.

FLORIANÓPOLIS  
2016



Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Mendes, Eduardo José

Análise de edifícios considerando a interação solo  
estrutura / Eduardo José Mendes ; orientador, Daniel  
Domingues Loriggio - Florianópolis, SC, 2016.

153 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.  
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Interação solo-estrutura. 3.  
Análise estrutural. 4. Módulo de reação do solo. 5.  
Estabilidade global. I. Loriggio, Daniel Domingues. II.  
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em  
Engenharia Civil. III. Título.



EDUARDO JOSÉ MENDES

## **ANÁLISE DE EDIFÍCIOS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 21 de Novembro de 2016.

Prof. Luis Alberto Gómez, Dr.  
Coordenador do Curso

### **Banca Examinadora:**



Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D´Araújo Coelho, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Henrique Magnani de Oliveira, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina





Dedico este trabalho aos meus pais por me apoiarem em todos os momentos da minha vida e por jamais medirem esforços para que eu pudesse realizar meus sonhos.



## AGRADECIMENTOS

À Deus, por me dar saúde e perseverança em todas as etapas da minha vida e em especial ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus pais, José Luiz Mendes e Ester Mannes Mendes, pelos ensinamentos, pela determinação e luta para que eu pudesse realizar o sonho de cursar uma graduação. Agradeço também por todo o carinho e suporte emocional oferecido nos momentos de crise existencial. Vocês são a minha fortaleza e devo tudo que sou aos ensinamentos de vocês.

À minha namorada, Maria Isabel Schvambach, a qual serei eternamente apaixonado, por toda a atenção que me dá, pelo amor, pelo carinho, pela amizade e por entender todas as vezes em que precisei de algumas horas para fazer uma atividade da graduação, principalmente durante a elaboração deste trabalho. O que o TCC não desuniu, Deus irá fortalecer ainda mais!

À minha irmã, EthIELly Mendes, pela paciência e compreensão demonstrada nos momentos de maior estresse de minha vida, pelo carinho e companheirismo. Obrigado por sempre acreditar no meu potencial e me incentivar a correr em direção aos meus objetivos.

Aos meus cunhados Joel José Schvambach e Douglas Mendes Francisco por terem colaborado para a realização deste trabalho, mesmo que de maneira indireta, através das conversas e horas de lazer.

Aos amigos do PET Engenharia Civil e de modo especial ao amigo e Tutor Cláudio Cesar Zimmermann pela oportunidade de participar deste programa tão incrível, pelos momentos de amizade e por todo o conhecimento adquirido com a realização das atividades.

Ao Professor Doutor Daniel Domingues Loriggio, pela orientação deste trabalho e pelo aprendizado de cada uma das reuniões e também das aulas das disciplinas em que tive a honra de ser seu aluno. Sem seu substancial auxílio a jornada seria muito mais dolorosa e sofrida. Agradeço ainda por todas as sugestões, pelas críticas e pelas boas horas de conversa.

Aos meus grandes amigos da turma 2012.1, Eduardo Deuschle, João Paulo Maciel de Abreu, Mayara Paula Pegoraro Agnes e Rafael Roberto Roman, que seguiram esta jornada juntos comigo, pela amizade, pelas divertidas horas de estudo, pela convivência e pelo incentivo. Espero que os rumos da engenharia civil jamais nos afastem demais e que cada encontro possa ser revivido como nos velhos tempos.

À empresa WOA Empreendimentos Imobiliários pela oportunidade de estagiar em um canteiro de obras, local onde pude vivenciar a profissão de Engenheiro Civil, e de modo particular ao Engenheiro Thiago Garcia Oleiniski pelo empenho em viabilizar a realização deste estágio e pelos conhecimentos transmitidos.

E, por fim, a todos aqueles que fazem parte da minha vida e que não foram citados nesta página que, direta ou indiretamente, contribuíram para minha formação e concretização deste sonho. Aqui destaco meus avós maternos Anésio Antônio Mannes e Verônica Guesser Mannes, avós paternos Luiz Severino Mendes (*in memoriam*) e Terezinha Felipe Mendes, todos os meus professores e colegas. Muito obrigado!



Que os vossos esforços desafiem as  
impossibilidades, lembrai-vos de que as  
grandes coisas do homem foram  
conquistadas do que parecia impossível.

(Charles Chaplin)



## RESUMO

Na análise estrutural a hipótese de apoios indeslocáveis vem sendo utilizada há muitos anos devido a sua simplicidade, mas com o avanço do poder de processamento dos computadores, análises mais detalhadas dos projetos tendem a ser cada vez mais frequentes. Ao considerar a presença do solo ocorre um aprimoramento do projeto, de modo que os esforços atuantes e os deslocamentos da estrutura são melhor representados. Neste trabalho será dado enfoque aos procedimentos que podem ser utilizados para levar em consideração os efeitos da interação solo-estrutura (ISE) na análise estrutural de edificações. A título de comparação, serão avaliados modelos que consideram a estrutura sobre apoios indeslocáveis e modelos que simulam fundações por sapatas e por estacas. Um dos métodos mais simples utilizados para simular o efeito do solo e da fundação é substituí-los por molas, entretanto é necessário ter um cuidado na escolha dos coeficientes de mola usados ao fazer esta simplificação para que o modelo numérico represente adequadamente o fenômeno. Para o caso particular de sapatas, seguindo as formulações apresentadas pela bibliografia, foi desenvolvido o software ISE MEH para a determinação do coeficiente de reação vertical para solos constituídos por diferentes camadas. São apresentados comparativos em termos de análise da estabilidade global entre os modelos que consideram a hipótese de apoios indeslocáveis e modelos que levam em conta a ISE, estudos sobre as variações que ocorrem nos valores dos esforços dos elementos estruturais e comportamento do recalque dos apoios da estrutura. Apresentam-se ainda recomendações práticas para a consideração da ISE em projetos de estruturas de concreto armado.

**Palavras-chave:** Interação solo-estrutura. Análise estrutural. Módulo de reação do solo. Recalque. Estabilidade global.





## ABSTRACT

In the structural analysis, the fixed support hypothesis has been used for many years because of its simplicity, but with the improvement of the computers' processing power, improved analysis of the projects tends to be more frequent. When the subgrade is considered the design turns in an improved one, as a consequence the acting forces and displacements of the structure are better represented. This conclusion project is going to focus in procedures that can be used to incorporate the effects of soil-structure interaction (SSI) in the structural analysis. As a matter of comparison are going to be evaluated different models considering the structure on fixed supports and models that simulate foundations by footing and piles. One of the simplest methods used to simulate the effect of soil and foundation is to replace them for springs, however, to guarantee that the numerical model will adequately represent the phenomenon, its necessary an attention on the determination's process of the coefficients that are going to be used in these springs. For the particular case of footing foundations, according to the formulations shown in the bibliography, it has been developed the ISE MEH software for determining the vertical reaction coefficient for a soil compounded by different layers. Analyzes' comparatives of the models' global stability are going to be shown considering the fixed supports hypothesis and models that considers the SSI. Studies about distortions and variations of the efforts' value of structural elements and the settlements behavior in the structure support, also are going to be discussed. As a conclusion, some practical recommendations for consideration the SSI in design of reinforced concrete structures are going to be presented.

**Keywords:** Soil-structure interaction. Structural analysis. Modulus of subgrade reaction. Settlement. Foundations.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distorções limites e danos correspondentes nas edificações. ....	21
Figura 2 - Comparação entre os recalques estimados convencionalmente e os medidos em campo. ....	22
Figura 3 - Modelo de viga Virendeel. ....	23
Figura 4 - Casos de interação solo-estrutura. ....	25
Figura 5 - Relação entre o recalque e a rigidez relativa estrutura-solo. ....	27
Figura 6 - Efeitos do processo construtivo. ....	29
Figura 7 - Modelo de aplicação dos carregamentos para análise incremental considerando a ISE. ....	29
Figura 8 - Modelo de camada finita. ....	35
Figura 9 - Ábacos para determinação de $\mu_0$ e $\mu_1$ . ....	36
Figura 10 - Modelo de multicamadas com 3 camadas distintas de solo. ....	37
Figura 11 - Esquema para cálculo do recalque com duas camadas. ....	38
Figura 12 - Propagação da tensão e sapata fictícia para a segunda camada. ....	39
Figura 13 - Parcelas de recalque de uma estaca. ....	41
Figura 14 - Diagrama de esforço normal da estaca. ....	43
Figura 15 - Acréscimo de tensão devido ao carregamento da ponta da estaca. ....	45
Figura 16 - Acréscimo de tensão devido ao atrito lateral. ....	45
Figura 17 - Curva carga x recalque deduzida a partir de um ponto conhecido. ....	47
Figura 18 - Fundação sobre um solo de Winkler. ....	49
Figura 19 - Interpretação do módulo de reação vertical. ....	50
Figura 20 - Comparação entre o Método de Winkler e de Meio contínuo. ....	51
Figura 21 - Determinação do módulo de reação vertical do solo através de um ensaio de placa. ....	55
Figura 22 - Definição da área de influência para as molas intermediárias e de extremidade de sapatas. ....	58
Figura 23 - Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca. ....	60
Figura 24 - Modelo de Winkler para estacas (a) real e (b) molas. ....	61
Figura 25 - Área de influência das molas horizontais para estacas quadradas e circulares. ....	64
Figura 26 - Procedimento para determinação da rigidez a rotação de sapatas. ....	65
Figura 27 - Procedimento para determinação da rigidez a rotação de estacas. ....	66
Figura 28 - Tela inicial do ISE MEH. ....	73
Figura 29 - Resultados do ISE MEH Sapatas para camada finita. ....	75
Figura 30 - Resultados do ISE MEH Sapatas para multicamadas. ....	75
Figura 31 - Planta baixa da edificação (com dimensões definidas). ....	78
Figura 32 - Pórtico de estudo em destaque. ....	79
Figura 33 - Carregamento para análise da estabilidade global através do coeficiente $\gamma_z$ . ....	80
Figura 34 - Dimensões das sapatas S3 e S13. ....	85
Figura 35 - Simplificação para tornar as seções transversais constantes para cada elemento de barra. ....	85
Figura 36 - Modelagem das sapatas acopladas à estrutura. ....	86

Figura 37 - Substituição das sapatas por um conjunto de molas (Modelo 12-MVMR-S).....	86
Figura 38 - Blocos de coroamento para os pilares P3 e P13.....	90
Figura 39 - Bloco de coroamento para o pilar P8. ....	91
Figura 40 - Modelagem dos blocos e estacas.....	92
Figura 41 - Modelo simplificado de uma fundação por estacas (12-B).....	93
Figura 42 - Modelagem da fundação por estacas por meio de molas únicas (12-MVMR-B). 93	
Figura 43 - Dimensões dos elementos para a edificação de 6 pavimentos. ....	94
Figura 44 - Combinação de ações para verificação da estabilidade global. ....	95
Figura 45 - Modelagem da sapata sob o pilar central do pórtico. ....	97
Figura 46 - Modelagem da sapata sob os pilares de extremidade do pórtico. ....	97
Figura 47 - Profundidade de influência $Z_1$ .....	127
Figura 48 - Fator de influência na deformação específica vertical. ....	128
Figura 49 - Fator de influência na deformação específica vertical aperfeiçoado. ....	130
Figura 50 - Diferentes bulbos de tensões para a placa e a fundação.....	133
Figura 51 - Extrapolação do recalque de placas para sapatas quadradas em areia. ....	136
Figura 52 - Configuração geométrica inicial (não deformada).....	137
Figura 53 - Configuração deformada. ....	138
Figura 54 - Áreas de influência dos pilares da edificação. ....	142
Figura 55 - Camadas constituintes das lajes. ....	143
Figura 56 - Carregamento da laje sobre o pórtico.....	147
Figura 57 - Determinação simplificada das reações das vigas transversais ao pórtico.....	149

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Deslocamentos horizontais para a estrutura de 12 pavimentos.....	101
Gráfico 2 - Deslocamentos horizontais para a estrutura de 6 pavimentos.....	101
Gráfico 3 - Reações de apoio para a estrutura de 12 pavimentos (sem vento).....	103
Gráfico 4 - Reações de apoio para a estrutura de 12 pavimentos (com vento). ....	104
Gráfico 5 - Reações de apoio para a estrutura de 6 pavimentos (sem vento).....	105
Gráfico 6 - Reações de apoio para a estrutura de 6 pavimentos (com vento). ....	105
Gráfico 7 - Recalques para a estrutura de 12 pavimentos (sem vento). ....	106
Gráfico 8 - Recalques para a estrutura de 12 pavimentos (com vento).....	106
Gráfico 9 - Recalques para a estrutura de 6 pavimentos (sem vento). ....	107
Gráfico 10 - Recalques para a estrutura de 6 pavimentos (com vento).....	107
Gráfico 11 - Uniformização dos recalques para a estrutura de 12 pavimentos (sem vento). .	108
Gráfico 12 - Uniformização dos recalques para a estrutura de 12 pavimentos (com vento)..	108
Gráfico 13 - Uniformização dos recalques para a estrutura de 6 pavimentos (sem vento). ...	109
Gráfico 14 - Uniformização dos recalques para a estrutura de 6 pavimentos (com vento)....	109
Gráfico 15 – Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 12 pavimentos (pilar central). .....	110
Gráfico 16 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 12 pavimentos (pilar de extremidade). ....	111
Gráfico 17 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 12 pavimentos (tramo de viga). .....	111
Gráfico 18 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 6 pavimentos (pilar central)..	112
Gráfico 19 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 6 pavimentos (pilar de extremidade). ....	112
Gráfico 20 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 6 pavimentos (tramo de viga). .....	113



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fator de influência $I_p$ .	33
Tabela 2 - Determinação do fator $\alpha$ .	33
Tabela 3 - Determinação do fator K.	34
Tabela 4 - Coeficiente K.	47
Tabela 5 - Módulo edométrico e módulo de elasticidade ( $kN/m^2$ ).	54
Tabela 6 - Módulo de reação vertical proposto por Ehlers (1962).	56
Tabela 7 - Valores do módulo de reação vertical proposto por Terzaghi (1956).	57
Tabela 8 - Valores de para $K_1$ solos arenosos ( $kN/m^3$ ).	61
Tabela 9 - Valores de para $K_1$ solos argilosos ( $kN/m^3$ ).	62
Tabela 10 - Taxa de crescimento do módulo de reação horizontal com a profundidade para argilas e solos orgânicos moles.	63
Tabela 11 - Taxa de crescimento do módulo de reação horizontal para areias (estacas de 30 cm de lado).	63
Tabela 12 - Coeficientes de ponderação das resistências.	70
Tabela 13 - Coeficientes de ponderação das resistências.	70
Tabela 14 - Modelos desenvolvidos.	81
Tabela 15 - Determinação das dimensões das sapatas.	84
Tabela 16 - Cargas de catálogo de estacas quadradas pré-fabricadas protendidas.	88
Tabela 17 - Definição do número de estacas.	88
Tabela 18 - Determinação dos coeficientes de mola horizontais para as estacas.	92
Tabela 19 - Determinação das dimensões das sapatas.	96
Tabela 20 - Determinação do módulo de reação vertical do solo para as sapatas.	97
Tabela 21 - Valores de $\gamma_z$ para a estrutura de 12 pavimentos.	99
Tabela 22 - Valores de $\gamma_z$ para a estrutura de 6 pavimentos.	99
Tabela 23 - Módulo de reação vertical do solo para placas: calculado x Terzaghi (1956).	102
Tabela 24 - Fator de forma m.	126
Tabela 25 - Tensões básicas da norma NBR 6122 (ABNT, 1996).	132
Tabela 26 - Pré-dimensionamento dos pilares.	146
Tabela 27 - Velocidade característica e pressão dinâmica para cada nível da edificação.	151
Tabela 28 - Carregamento devido ao vento.	152





## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1 JUSTIFICATIVAS .....	16
1.2 OBJETIVOS .....	16
<b>1.2.1 Objetivo geral.....</b>	<b>16</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos .....</b>	<b>16</b>
1.3 METODOLOGIA .....	17
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	17
<b>2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....</b>	<b>19</b>
2.1 DIFICULDADES DE MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA .....	19
2.2 EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	20
<b>2.2.1 Redistribuição dos esforços.....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.2 Alteração dos deslocamentos .....</b>	<b>21</b>
2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	24
<b>2.3.1 Influência do tempo .....</b>	<b>24</b>
<b>2.3.2 Rigidez relativa estrutura-solo .....</b>	<b>26</b>
<b>2.3.3 Número de pavimentos.....</b>	<b>27</b>
<b>2.3.4 Edificações vizinhas .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.5 Processo construtivo .....</b>	<b>28</b>
<b>3 RECALQUES .....</b>	<b>31</b>
3.1 TIPOS DE RECALQUES .....	31
3.2 PREVISÃO DE RECALQUES EM SAPATAS.....	32
<b>3.2.1 Recalque em camada semi-infinita em meio elástico homogêneo (MEH) .....</b>	<b>32</b>
<b>3.2.2 Recalque em camada finita .....</b>	<b>34</b>
<b>3.2.3 Recalque em solos com camadas distintas (multicamadas) .....</b>	<b>37</b>
3.2.3.1 <i>Camada hipotética.....</i>	37
3.2.3.2 <i>Sapata fictícia.....</i>	39
3.2.3.3 <i>Média dos módulos.....</i>	40
3.3 PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS.....	40
<b>3.3.1 Encurtamento elástico da estaca .....</b>	<b>42</b>
<b>3.3.2 Recalque do solo.....</b>	<b>44</b>
<b>3.3.3 Curva carga x recalque .....</b>	<b>47</b>
<b>4 MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA .....</b>	<b>49</b>
4.1 MÉTODO DE WINKLER.....	49
4.2 MODELO DE MOLAS NÃO LINEARES .....	50
4.3 MODELO DE MEIO CONTÍNUO .....	51
4.4 MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL DO SOLO .....	52
<b>4.4.1 Correlações .....</b>	<b>53</b>
<b>4.4.2 Ensaio de placa.....</b>	<b>54</b>
<b>4.4.3 Tabelas de valores típicos.....</b>	<b>56</b>
<b>4.4.4 Coeficientes de mola vertical de sapatas.....</b>	<b>57</b>
<b>4.4.5 Coeficientes de mola vertical de estacas .....</b>	<b>59</b>

4.5 MÓDULO DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO .....	60
<b>4.5.1 Coeficientes de mola horizontal .....</b>	<b>63</b>
4.6 COEFICIENTE DE MOLA DE ROTAÇÃO DA FUNDAÇÃO .....	64
<b>5 PROGRAMAS COMERCIAIS .....</b>	<b>67</b>
5.1 Eberick .....	67
5.2 TQS .....	67
5.3 CypeCAD .....	68
<b>6 ESTADOS LIMITES .....</b>	<b>69</b>
6.1 ESTADOS LIMITES PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....	69
6.2 ESTADOS LIMITES PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	71
<b>7 PROGRAMA ISE MEH SAPATAS .....</b>	<b>73</b>
7.1 Organização do programa .....	73
<b>7.1.1 Definir variáveis .....</b>	<b>74</b>
<b>7.1.2 Calcular camada semi-infinita .....</b>	<b>74</b>
<b>7.1.3 Calcular camada finita.....</b>	<b>74</b>
<b>7.1.4 Calcular multicamadas .....</b>	<b>75</b>
<b>8 EXEMPLOS NUMÉRICOS .....</b>	<b>77</b>
8.1 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA .....	77
8.2 PÓRTICO DE ESTUDO .....	78
8.3 MODELOS DESENVOLVIDOS.....	81
<b>8.3.1 Modelo 12-ENG .....</b>	<b>82</b>
<b>8.3.2 Modelo 12-SA.....</b>	<b>82</b>
<b>8.3.3 Modelos 12-MVMR-S, 12-MVRL-S e 12-MVRI-S .....</b>	<b>86</b>
<b>8.3.4 Modelo 12-EA .....</b>	<b>87</b>
<b>8.3.5 Modelos 12-B e 12-MVMR-B .....</b>	<b>92</b>
<b>8.3.6 Modelo 12-MVMR-S-S/B .....</b>	<b>94</b>
<b>8.3.7 Modelo 6-ENG .....</b>	<b>94</b>
<b>8.3.8 Modelo 6-SA.....</b>	<b>95</b>
<b>8.3.9 Modelos 6-MVMR-S, 6-MVRL-S e 6-MVRI-S .....</b>	<b>96</b>
<b>8.3.10 Modelo 6-MVMR-S-S/B .....</b>	<b>96</b>
<b>8.3.11 Modelo 6-SA-SBR .....</b>	<b>96</b>
<b>9 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>99</b>
9.1 ESTABILIDADE GLOBAL .....	99
9.2 MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL DO SOLO .....	102
9.3 REAÇÕES DE APOIO.....	102
9.4 UNIFORMIZAÇÃO DOS RECALQUES .....	105
9.5 REDISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS.....	109
<b>10 CONCLUSÃO .....</b>	<b>115</b>
10.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	117
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>119</b>
<b>APÊNDICE A – MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RECALQUES EM SAPATAS..</b>	<b>125</b>
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS BASEADOS NO SPT .....	125
<b>Método de Terzaghi e Peck.....</b>	<b>125</b>

Método de Meyerhof.....	125
Método de Alpan.....	126
Método de Burland e Burbidge .....	126
Método de Schmertmann .....	127
MÉTODOS EMPÍRICOS .....	131
ENSAIO DE PLACA.....	132
Extrapolação dos recalques para meio elástico homogêneo (MEH) .....	133
Extrapolação dos recalques para areias .....	134
<b>APÊNDICE B – ESTABILIDADE GLOBAL .....</b>	<b>137</b>
COEFICIENTE $\alpha$ .....	139
COEFICIENTE $\gamma_z$ .....	139
<b>APÊNDICE C – PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>141</b>
VIGAS.....	141
LAJES .....	141
PILARES.....	142
<b>APÊNDICE D – DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA .....</b>	<b>147</b>
CARGAS DAS LAJES .....	147
PESO PRÓPRIO DAS VIGAS .....	148
CARGA DE PAREDE.....	148
CARGAS DAS VIGAS TRANSVERSAIS AO PÓRTICO.....	148
DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DE VENTO.....	150
COMPOSIÇÃO E COMBINAÇÕES DOS CARREGAMENTOS .....	152



## 1 INTRODUÇÃO

Em projetos estruturais de edificações é muito comum a modelagem da estrutura sobre apoios indeslocáveis. No entanto, Colares (2006) afirma que a suposição de que as fundações apresentam um comportamento rígido e indeslocável não representa o comportamento real da estrutura. Com este modelo o projetista determina quais os esforços que atuam nos apoios (reações vertical, horizontal e momentos fletores) e serão transmitidos para o solo através das fundações e, então os passa ao engenheiro de fundações para que este as dimensione e realize uma previsão dos recalques, de modo que a solução para a fundação seja estruturalmente segura e os recalques previstos sejam compatíveis com os recalques admissíveis. A partir destes carregamentos e conhecendo as características do solo, o engenheiro geotécnico determina a geometria, dimensões, quantidade de estacas, cotas de assentamento, entre outras características dos elementos da fundação.

Existe, portanto, um meio entre esses profissionais que muitas vezes não é abordado. Na prática todas as fundações sofrem deslocamentos (em algumas situações de fundação apoiada diretamente sobre rocha os deslocamentos podem ser praticamente nulos). Estes deslocamentos que ocorrem nos apoios da estrutura podem gerar uma nova configuração de esforços diferente da encontrada considerando a hipótese de apoios indeslocáveis. Neste caso verifica-se a importância de avaliar a ISE. Iwamoto (2000) inclusive defende que a terminologia adotada diferenciando a infraestrutura da superestrutura poderia ser revista, visto que na verdade existe a estrutura como um todo e o maciço do solo.

Os elementos comumente chamados de “fundação” são parte integrante da estrutura e o comportamento de todo o conjunto (estrutura e maciço de solo) é o que se denomina interação solo-estrutura. De acordo com Colares (2006) o mecanismo de influência mútua entre a superestrutura e a fundação inicia-se ainda na fase de construção, onde com o acréscimo de carregamento a estrutura começa a se deslocar, e continua até que se atinja um estado de equilíbrio, em que as tensões e as deformações permanecem constantes, tanto na estrutura quanto no maciço de solo.

Este trabalho visa caracterizar os efeitos da consideração da ISE para que esta passe a ser avaliada de maneira mais frequente em projetos estruturais. Ao considerar a ISE permite-se estimar os efeitos da redistribuição dos esforços nos elementos estruturais e prever com maior precisão os recalques das fundações. Dessa forma os projetos podem ser considerados mais eficientes e adequados.

A utilização de softwares na área de Estruturas em Engenharia Civil é crescente e estes estão cada vez mais sofisticados e poderosos. Os programas computacionais permitem otimizar os procedimentos de cálculo e detalhamento das estruturas, permitindo análises muitas vezes impossíveis de serem realizadas manualmente. A maior parte dos empreendimentos atualmente são modelados em programas desse tipo. A partir do momento em que se equaciona a problemática da ISE em um software ele passa a realizar as análises de maneira extremamente rápida e precisa.

## 1.1 JUSTIFICATIVAS

Atualmente, devido ao avanço dos programas computacionais e do próprio poder de processamento dos computadores, a análise da interação solo-estrutura (ISE) tornou-se mais viável; porém, em muitos casos ela ainda não é considerada ou avaliada de maneira correta. A hipótese de apoios indeslocáveis, muitas vezes utilizada, não apresenta o real comportamento da estrutura, e, portanto, a utilização de métodos e processos que incluam o efeito dos deslocamentos da fundação é muito importante. Ao considerar estes deslocamentos, haverá uma redistribuição dos esforços atuantes sobre os elementos estruturais (lajes, vigas e pilares), podendo inclusive alterar as condições de estabilidade global do edifício.

Em escritórios de projeto é muito comum que o dimensionamento da superestrutura e da infraestrutura seja feito de maneira isolada. O projeto do edifício considera que os apoios têm deslocamento nulo. Já o projetista de fundações dimensiona os elementos considerando as reações dos pilares, fornecidas pela análise da superestrutura, de modo que os deslocamentos estimados para a fundação sejam compatíveis com a superestrutura, mantendo sua estabilidade, correta utilização e sem que apareçam trincas e fissuras esteticamente desagradáveis.

Dessa forma, fica evidente que muitas vezes é importante estudar e considerar o efeito da ISE nos projetos estruturais, principalmente quando as obras tiverem maior porte, onde qualquer alteração dos esforços poderia causar mudanças significativas no projeto.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

Avaliar os efeitos da consideração da interação solo-estrutura na análise estrutural de edificações em termos de verificação da estabilidade global, esforços internos e deslocamentos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Para atingir o objetivo geral será necessário alcançar os seguintes objetivos específicos:

- a) Modelar um pórtico considerando a hipótese de apoios indeslocáveis para obter os esforços desta configuração;
- b) Modelar o pórtico considerando a ISE para fundações por sapatas e estacas;
- c) Desenvolver um programa em linguagem Xojo para determinar as constantes de mola verticais que serão utilizadas para os modelos de sapatas;
- d) Estudar os efeitos da escolha do tipo de fundação para a ISE;
- e) Comparar os esforços internos e os parâmetros de instabilidade obtidos para os modelos com e sem ISE;
- f) Avaliar a variação dos esforços para estruturas com número de pavimentos diferentes;

- g) Prever a influência da viga de baldrame na estabilidade global de uma edificação;
- h) Avaliar o efeito de diferentes tipos de solo nos modelos.

### 1.3 METODOLOGIA

Os modelos desenvolvidos neste trabalho seguem as indicações apresentadas na bibliografia apresentada. O programa utilizado para modelagem foi o Ftool, onde inicialmente foram propostos modelos considerando a hipóteses de apoios indeslocáveis. Após a obtenção dos resultados para esse modelo foram propostos diversos modelos que incluem a ISE, desde modelagens mais complexas até simplificações previstas pela bibliografia.

Nos modelos com ISE foram utilizados coeficientes de mola verticais calculados no programa ISE MEH Sapatas, desenvolvido pelo autor em linguagem Xojo. Os detalhes sobre cada modelo desenvolvido podem ser observados nos capítulos específicos que os descrevem.

Por fim, os resultados de todos os modelos foram compilados em gráficos e tabelas para análise dos resultados que permitiram caracterizar quais os efeitos da ISE na análise estrutural de edificações.

### 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em 10 capítulos. Os capítulos de 1 ao 6 são referentes aos tópicos abordados na revisão bibliográfica e que foram aplicados no desenvolvimento dos modelos e nas análises de resultados apresentadas. Nos demais capítulos são apresentadas as metodologias empregadas para o desenvolvimento dos modelos, os resultados obtidos e análises comparativas. A descrição de cada um dos capítulos é apresentada a seguir.

No capítulo 1 busca-se fazer uma contextualização do problemática envolvida na ISE, apresentam-se as justificativas para o desenvolvimento deste trabalho e a importância de abordar este tema. Além disso, são apresentados os objetivos geral e específicos.

O segundo capítulo traz os principais conceitos relacionados a ISE. Buscou-se também mostrar os principais estudos já realizados nessa área e os resultados obtidos por esses autores em relação às dificuldades de modelagem, os efeitos da ISE no dimensionamento estrutural e os fatores que influenciam no comportamento da ISE.

Uma introdução a previsão de recalques para fundações diretas e indiretas é tratada no capítulo 3. Os procedimentos de cálculo citados neste capítulo foram utilizados no desenvolvimento do programa ISE MEH Sapatas e dos modelos estruturais. Outros métodos de previsão de recalques em sapatas estão disponíveis no APÊNDICE A – MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RECALQUES EM SAPATAS.

O capítulo 4 é um dos capítulos mais importantes deste trabalho. Nele são apresentadas as principais metodologias existentes para considerar os efeitos do solo de fundação no dimensionamento dos elementos da superestrutura. Apesar deste ser um capítulo chave do trabalho, os capítulos anteriores são necessários para contextualizar o tema. Além disso, o



método de Winkler, apresentado neste capítulo, necessita dos conhecimentos acerca da previsão dos recalques. A modelagem da ISE é descrita neste capítulo tanto para fundações por sapatas, quanto por estacas. Os procedimentos de cálculo necessários para obtenção dos coeficientes de mola são descritos etapa por etapa, a fim de facilitar a compreensão dos modelos.

O quinto capítulo retrata as maneiras utilizadas pelos principais programas comerciais para dimensionamento de estruturas disponíveis no Brasil para consideração da ISE na modelagem das edificações.

No capítulo 6 discute-se sobre as diferenças existentes entre os critérios de segurança utilizados para o dimensionamento da superestrutura e das fundações. Faz-se ainda uma análise crítica dos critérios com o intuito de fortalecer a ideia de serem utilizados os mesmos critérios de segurança para os dois dimensionamentos, o que facilitaria o diálogo entre o projetista estrutural e o engenheiro geotécnico.

As características do programa ISE MEH Sapatas são apresentadas no capítulo 7. Nele são descritos os conceitos teóricos que foram utilizados e a maneiras com que o programa foi desenvolvido e organizado.

No capítulo 8 começam a ser apresentadas as características das estruturas estudadas neste trabalho. Os modelos desenvolvidos são descritos um a um e apresentam-se os primeiros resultados obtidos.

Um completa comparação e análise dos resultados é apresentada no nono capítulo. Os modelos foram analisados comparativamente em relação à verificação da estabilidade global, módulo de reações vertical obtido analiticamente e através de tabelas de valores típicos, variação dos esforços internos e reações de apoio e estudo da tendência de uniformização dos recalques para os modelos que consideram a ISE.

Por fim, no capítulo 10 são apresentadas as conclusões e considerações finais do trabalho, bem como as recomendações para trabalhos futuros.

Estão disponíveis também a lista de referências bibliográficas e apêndices de assuntos secundários que foram importantes para o desenvolvimento deste trabalho.

## 2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A medida em que as estruturas passam a ter maior importância, seja pela sua magnitude ou pela sua complexidade, deve-se propor modelos que permitam caracterizar melhor o comportamento da estrutura. Segundo Colares (2006) a ISE pode ser avaliada em diversas situações como em projetos de edificações, pontes, silos e contenções.

A maioria dos projetos estruturais realizados nos dias de hoje não levam em consideração a ISE, pois ao projetar as fundações não se avaliam os efeitos da rigidez da estrutura e o carregamento é sempre aplicado de uma só vez, enquanto que na prática a estrutura é carregada gradualmente, após cada etapa construtiva. A análise da ISE exige conhecimentos tanto da área de Estruturas como de Geotecnia e, dessa forma, necessita que exista um diálogo entre o projetista da superestrutura e o projetista das fundações.

Iwamoto (2000) cita que as divergências entre o engenheiro de estruturas e o geotécnico já se dão na escolha do sistema de referência e na posição da sua origem. Em ambas as situações é comum considerar a origem deste sistema em um ponto da base da estrutura, mas com sentido para cima na visão estrutural e para baixo na visão geotécnica. Segundo o autor a escolha deste ponto de referência é equivocada, visto que este ponto é deslocável. Porém, em algumas ocasiões a alteração da origem do sistema de coordenadas pode ser mais conveniente, dependendo da análise que está sendo realizada.

A idealização comumente utilizada nos projetos estruturais, considerando os apoios da edificação engastados apresenta resultados satisfatórios em diversas situações, principalmente para solos de pequena deformabilidade ou quando as fundações da edificação apresentam recalques semelhantes. Em alguns casos, a não consideração da ISE na análise estrutural pode trazer consequências negativas em relação à segurança, economia e surgimento de manifestações patológicas (ANTONIAZZI, 2011).

Gusmão e Lopes (1990) relacionam alguns aspectos importantes que são desconsiderados ao desprezar a ISE. O primeiro diz respeito à solidariedade existente entre os elementos da estrutura, proporcionando uma considerável rigidez para ela, que restringe o movimento relativo entre os apoios e faz com que os recalques diferenciais sejam menores do que os estimados convencionalmente. O segundo aspecto é a redistribuição dos esforços que ocorre na estrutura, possibilitando o aparecimento de danos estéticos e até mesmo estruturais.

A ISE consiste, portanto, na análise conjunta da superestrutura, infraestrutura e maciço de solo. Esta interação tem início já nas primeiras fases da construção e se prolonga até que exista uma situação de equilíbrio, ou seja, quanto as tensões e deformações se estabilizam tanto na estrutura como no maciço de solo.

### 2.1 DIFICULDADES DE MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Na maioria das vezes a modelagem da ISE é cercada de incertezas que são transmitidas ao modelo, o que torna sua modelagem tão complexa. Gusmão Filho (2002) lista algumas dificuldades da modelagem da ISE em relação a superestrutura, infraestrutura e ao terreno. Em

relação à superestrutura é difícil modelar a sequência construtiva, as propriedades reológicas dos materiais constituintes dos elementos estruturais e o carregamento externo. Quanto à infraestrutura, o comportamento da transferência de carga da superestrutura para o terreno é complexo, além dos aspectos relacionados à execução das fundações. O solo é na maioria das vezes heterogêneo e anisotrópico em todas as direções. Além disso, os parâmetros dos solos adotados representam apenas uma parcela do maciço dificilmente abrangem o seu comportamento como um todo. Ainda, os parâmetros geotécnicos podem ser alterados ao longo do tempo.

## 2.2 EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A consideração da ISE nos modelos estruturais gera efeitos principalmente em termos de redistribuição de esforços, principalmente nos pilares e uniformização dos recalques diferenciais (JORDÃO, 2003). Gusmão (1994) comparou modelos sem e com ISE, onde obteve resultados semelhantes.

### 2.2.1 Redistribuição dos esforços

Os deslocamentos que ocorrem nos apoios de uma edificação podem ser responsáveis por provocar uma redistribuição dos esforços atuantes nos elementos estruturais. Em alguns casos as variações ocorridas podem gerar o aparecimento de danos como fissuras em vigas e lajes (JORDÃO, 2003).

Gusmão (1990) constatou que um dos efeitos da ISE provocado pela redistribuição dos esforços é o alívio das cargas dos pilares que apresentam os maiores recalques e acréscimo de carregamento nos pilares que apresentam deslocamentos verticais menores. Juntamente com o acréscimo de carregamento que ocorre em uma estrutura devido às etapas construtivas há um aumento gradativo dos recalques da fundação e redistribuição dos esforços nos elementos estruturais. Para uma deformada côncava de recalques ocorre um aumento das cargas nos pilares externos e diminuição nos internos (CRESPO, 2004).

De acordo com Velloso e Lopes (2011) se uma edificação apresenta recalques uniformes nos seus apoios, ou seja, os recalques diferenciais são pequenos, praticamente não são introduzidos esforços adicionais nos elementos da superestrutura. Se houverem apenas recalques absolutos grandes ocorrerá o comprometimento de tubulações de água e esgoto, escadas e rampas, provocado pelo afundamento global da estrutura. Porém, se houverem recalques diferenciais importantes na estrutura surgirão esforços não previstos nos modelos convencionais que podem comprometer o grau de segurança desejado e a sua estabilidade global. Tais recalques, quando inadmissíveis, evidenciam-se pelo desnivelamento de pisos, fissuras nas alvenarias e desaprumos da construção (SOUZA; REIS, 2008).

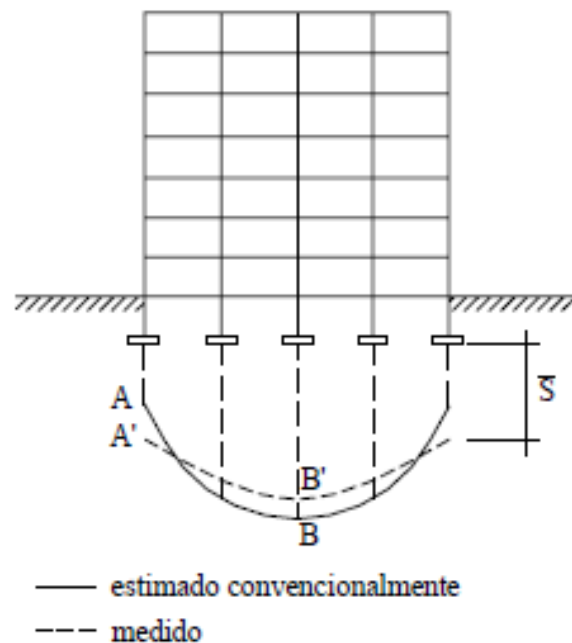
Segundo Moraes (1976), os recalques diferenciais limites para que não haja perda da estabilidade das estruturas são aqueles que produzem distorções angulares entre 1/400 e 1/250.



recalques. Para Jordão (2003) a consideração deste efeito pode viabilizar projetos de fundações que não atenderiam às verificações de recalque em um primeiro momento, com as ações transmitidas da superestrutura para a infraestrutura definidas considerando a hipótese de apoios indeslocáveis.

Ao avaliar a Figura 2, verifica-se um aumento dos recalques nos apoios de extremidade e uma redução no apoio central. Este efeito é consequência da constatação de Gusmão (1990) de que existe um acréscimo do carregamento normal dos pilares que apresentam menores deslocamentos e conseqüentemente acréscimo do recalque obtido. Já nos pilares centrais, os recalques calculados são geralmente maiores, por serem os pilares mais carregados em estruturas usuais. Com a consideração da ISE, quanto maior o recalque, maior o alívio da reação de apoio e, portanto, os recalques serão menores do que os calculados para estes apoios.

**Figura 2 - Comparação entre os recalques estimados convencionalmente e os medidos em campo.**



Fonte: Gusmão (1994).

Uma maneira de avaliar os efeitos da ISE em relação aos deslocamentos verticais dos apoios da edificação é por meio da comparação dos parâmetros: Fator de Recalque Absoluto ( $F_{RA}$ ) e Fator de Recalque Diferencial ( $F_{RD}$ ) definidos por Gusmão (1994) através das Equações (1) e (2).

$$F_{RA} = \frac{\rho_i}{\rho_{méd}} \quad (1)$$

$$F_{RD} = \frac{\rho_i - \rho_{méd}}{\rho_{méd}} \quad (2)$$

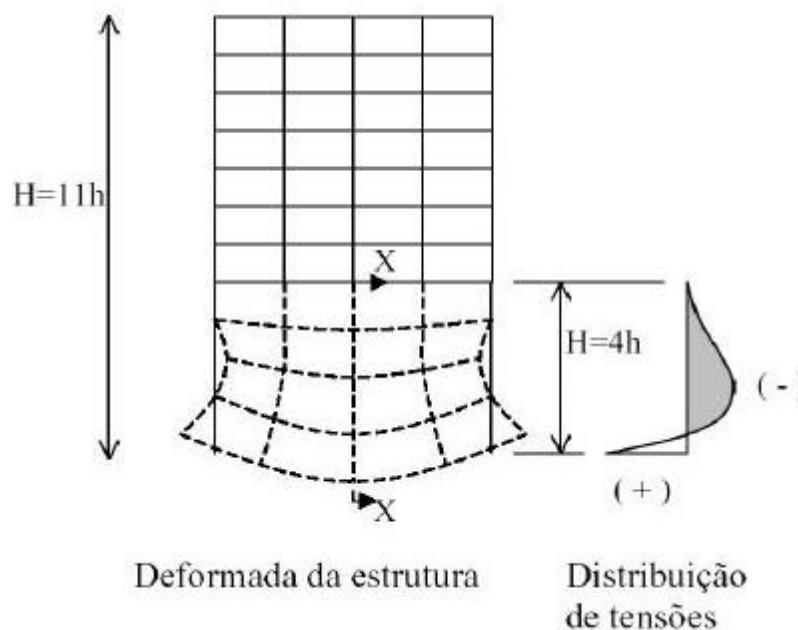
Em que,

- $\rho_i$ : recalque absoluto do apoio  $i$ ;
- $\rho_{méd}$ : recalque absoluto médio das fundações da edificação.

Além de viabilizar projetos de fundações antes inviáveis devido aos recalques estimados excessivos, a ISE reduz os danos provocados principalmente por recalques diferenciais, sobretudo nas vigas de baldrame e nos primeiros pavimentos. Segundo Crespo (2004) os primeiros pavimentos de uma edificação funcionam estruturalmente como uma viga Vierendeel, em que existe a presença de grandes aberturas representadas pelos vãos entre as vigas e os pilares e a relação entre a altura e o comprimento da viga é elevada (Figura 3).

Antes do carregamento a superfície de assentamento da fundação é considerada plana. Após os recalques da edificação definem uma configuração deformada, cuja curvatura depende do comportamento da ISE. Na maior parte das edificações as cargas centrais são maiores do que as das extremidades, por isso a deformada de recalques de uma estrutura tende a ser côncava, ou seja, com a curvatura voltada para cima.

**Figura 3 - Modelo de viga Vierendeel.**



**Fonte: Goshy (1978 apud CRESPO, 2004).**

Ao comparar a edificação com uma viga Vierendeel assume-se que a altura da viga abrange os primeiros pavimentos da edificação. Os demais pavimentos descarregam seus carregamentos sobre essa viga e não tem seus esforços muito influenciados pelo movimento dos pavimentos inferiores. Assim como uma viga biapoiada com carregamento distribuído, o modelo apresentará esforços de tração na base da edificação e compressão nas vigas dos demais pavimentos da viga-parede. Sendo assim, os elementos estruturais posicionados na direção horizontal, como vigas e lajes, apresentam esforços normais. Por este efeito, as vigas de

baldrame ou cintas assumem um papel fundamental na estrutura, pois são responsáveis por absorver a maior parcela deste esforço de tração. Dessa forma, as vigas de baldrame devem ter suas armaduras bem ancoradas e solidarizadas com os pilares da edificação para que possam funcionar como tirantes e não rompam com a ocorrência dos recalques. Quando em uma edificação não existem vigas de baldrame o diagrama de tensões da viga-parede se desloca para o próximo pavimento em que existem vigas (CRESPO, 2004).

As cintas estruturais desempenham papéis importantes em uma edificação, como impedir os deslocamentos horizontais das fundações, limitar rotações absorvendo grandes parcelas de momentos fletores que chegam à fundação e contribuir para a estabilidade global da estrutura. Além disso, servem de fundação para as paredes do térreo (VELLOSO e LOPES, 2011).

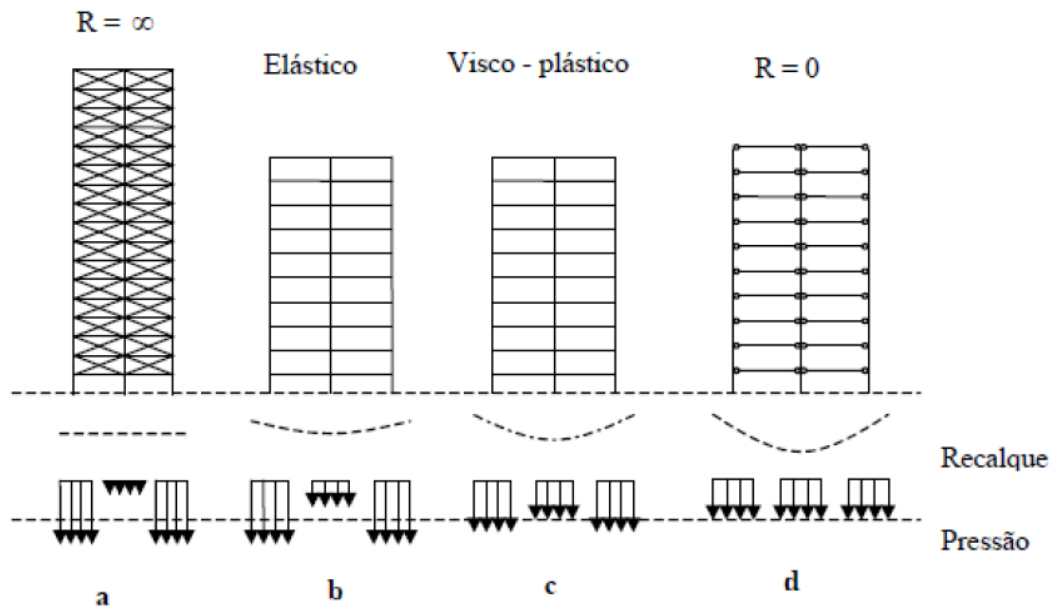
### 2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O funcionamento da ISE é bastante complexo e está associado a uma série de fatores que afetam o seu comportamento, em menor ou maior intensidade. Dentre essas variáveis pode-se citar: o tempo, rigidez relativa estrutura-solo, número de pavimentos da edificação, geometria dos primeiros pavimentos, presença de edificações vizinhas, processo construtivo, formato em planta da edificação, entre outros (ANTONIAZZI, 2011).

#### 2.3.1 Influência do tempo

Chamecki (1969) apresenta quatro casos possíveis para o comportamento da transferência de cargas da edificação para o solo ao longo do tempo, em função da rigidez da estrutura, conforme a Figura 4.

Figura 4 - Casos de interação solo-estrutura.



Fonte: Chamecki (1969).

O comportamento em cada um dos casos pode ser explicado da seguinte forma:

- **Caso a:** uma estrutura hipotética com rigidez infinita apresenta recalques uniformes. Como existe a tendência do solo se deformar mais no centro do que nas bordas, devido à continuidade do solo, a distribuição das pressões de contato é menor no centro e maior nas extremidades. Este comportamento é similar ao apresentado por uma sapata rígida apoiada sobre um meio elástico. Para estruturas desse tipo, o comportamento apresentado independe do tempo. As estruturas que apresentam maiores rigidezes, como estruturas com estruturas de contraventamento como poços de elevadores, escadas monolíticas e pilares-parede apresentam o comportamento semelhante a este modelo.
- **Caso b:** uma estrutura perfeitamente elástica tem sua rigidez independente da velocidade em que os recalques diferenciais ocorrem, que podem ocorrer de forma mais rápida ou lenta, sem influenciar nos resultados. Os recalques diferenciais são menores do que para o caso de rigidez nula (**caso d**) e a distribuição das pressões de contato varia muito menos durante o processo de recalque. O comportamento de estruturas de aço é semelhante a este caso.
- **Caso c:** estruturas visco-plásticas, como as de concreto armado, apresentam rigidezes que dependem da velocidade em que os recalques diferenciais ocorrem. Logo, o comportamento neste caso depende do tempo. Para recalques que ocorrem em um curto espaço de tempo a estrutura apresenta um comportamento elástico (**caso b**), mas se os recalques ocorrerem de forma lenta o comportamento será semelhante a de um líquido viscoso. A viscosidade da estrutura ocorre devido ao fenômeno de fluência do concreto, que faz com que



haja uma redistribuição dos esforços entre os elementos estruturais de concreto armado.

- **Caso d:** é o caso oposto ao **caso a**, onde a estrutura não apresenta rigidez aos recalques diferenciais. Dessa forma, a estrutura se adapta perfeitamente às deformações que ocorrem no maciço de solo e a distribuição de pressões de contato não se modifica durante a progressão dos recalques, evidenciando que neste caso o fenômeno independe do tempo. Este comportamento pode ser visualizado em estruturas isostáticas e/ou cujo comprimento na direção horizontal é muito grande.

### 2.3.2 Rigidez relativa estrutura-solo

A solidariedade existente entre os elementos estruturais de uma edificação como vigas, lajes e pilares conferem uma rigidez à estrutura que tende a apresentar recalques diferenciais menores à medida que essa rigidez aumenta e, conseqüentemente uma deformada de recalques mais suave.

Lopes e Gusmão (1991) avaliaram a ordem de grandeza dos recalques de um pórtico de concreto armado modelado sobre um solo considerado como um meio elástico. A partir deste modelo foi definido o parâmetro de rigidez relativa estrutura-solo ( $K_{ss}$ ) para avaliar a variação da ordem de grandeza dos recalques. O valor de  $K_{ss}$  pode ser definido através da Equação (3).

$$K_{ss} = \frac{E_c \cdot I_b}{E_s \cdot l} \quad (3)$$

Onde,

- $K_{ss}$ : rigidez relativa estrutura-solo;
- $E_c$ : módulo de elasticidade do material da estrutura;
- $I_b$ : momento de inércia da viga típica;
- $E_s$ : módulo de elasticidade do solo;
- $l$ : vão entre os pilares.

A solução detalhada da rigidez relativa estrutura-solo foi proposta por Meyerhof (1953), onde são relacionadas as rigidezes do solo e da superestrutura, conforme a Equação (4).

$$K_{ss} = \frac{K_e}{K_s} = \frac{n \cdot \sum \frac{E_c \cdot l}{l^4}}{E_s} \quad (4)$$

Sendo,

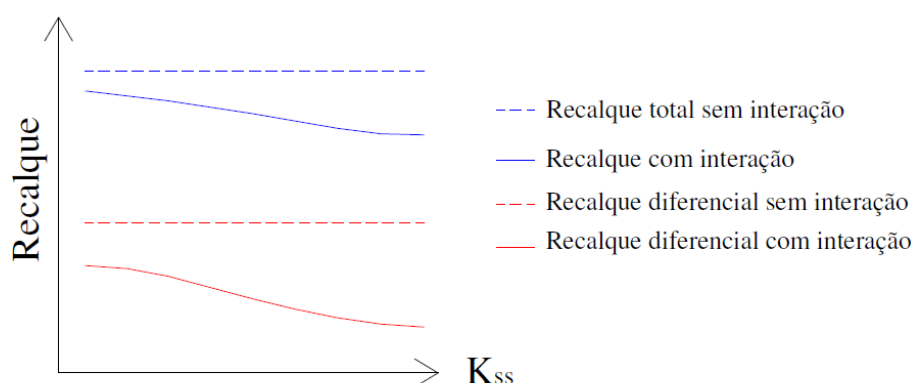
- $K_e$ : rigidez da superestrutura;
- $K_s$ : rigidez do solo;
- $n$ : número de pavimentos;
- $E_c$ : módulo de elasticidade do material da estrutura;

- $E_s$ : módulo de elasticidade do solo;
- $l$ : vão entre os pilares.

A viga típica ou equivalente, com momento de inércia  $I_b$ , é, portanto, uma viga cuja resistência à flexão é igual a soma das rigidezes à flexão de todas as barras que constituem o pórtico avaliado. A rigidez do solo é expressa pelo seu módulo de elasticidade.

Tanto Meyerhof (1953) quanto Lopes e Gusmão (1991) concluíram que os recalques ficam menores com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, como pode ser visualizado na Figura 5.

**Figura 5 - Relação entre o recalque e a rigidez relativa estrutura-solo.**



Fonte: Lopes e Gusmão (1991).

### 2.3.3 Número de pavimentos

A rigidez de uma superestrutura aumenta com o aumento do número de pavimentos, mas este comportamento não ocorre de forma linear. Os primeiros pavimentos são os que exercem maior influência na ISE (ANTONIAZZI, 2011; COLARES, 2006).

Ao fixar o valor da rigidez relativa estrutura-solo ( $K_{ss}$ ) e aumentar o número de pavimentos da edificação, procedimento este realizado por Lopes e Gusmão (1991), há uma redução dos recalques diferenciais, o que evidencia a influência dos primeiros pavimentos da edificação.

De acordo com Gusmão e Gusmão Filho (1994) a rigidez da estrutura tende a aumentar, com o aumento do número de pavimentos, até um valor limite. A partir deste limite o número de pavimentos não altera mais a parcela de força nos pilares que surgem devido a ISE. Sendo assim, a partir deste ponto os recalques dependem apenas da magnitude dos carregamentos, e não mais da rigidez da estrutura.

Para prédios altos (acima de 8 pavimentos), a rigidez do conjunto solo-estrutura pode provocar uma redução de 30 a 60% dos recalques diferenciais e distorções angulares em relação aos valores obtidos convencionalmente (GUSMÃO FILHO, 2002).

Moura (1995) e Crespo (2004) concluíram que os efeitos da ISE, como o surgimento de momentos fletores em vigas e pilares, são mais importantes nos primeiros pavimentos e vão diminuindo para os pavimentos superiores.

### 2.3.4 Edificações vizinhas

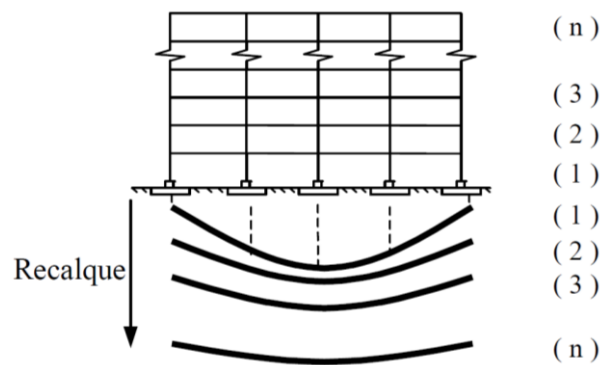
Os primeiros estudos em relação à influência das construções vizinhas no comportamento dos recalques foram de Costa Nunes (1956), onde os tipos de carregamento provenientes das edificações vizinhas foram divididos em quatro, conforme descrição a seguir.

- **Tipo 1:** prédios construídos ao mesmo tempo. Há uma superposição das tensões no encontro do bulbo de tensões originado pelas fundações dos dois prédios. Na região em comum dos bulbos de tensões os recalques são maiores e há uma tendência de os prédios tombarem um em direção ao outro.
- **Tipo 2:** prédios construídos em tempos diferentes. Ocorre um pré-adensamento do solo causado pelo prédio que foi executado primeiro. A construção do segundo prédio provoca um aumento de tensões no maciço de solo e aumentam os recalques do prédio que já estava construído.
- **Tipo 3:** construção de um prédio entre dois já existentes. A construção do prédio provoca um aumento das tensões do solo e provoca o aumento do recalque dos prédios já existentes, que tendem a tombar em direções opostas. O prédio executado por último dificilmente apresentará desaprumos se as edificações vizinhas forem de magnitudes semelhantes.
- **Tipo 4:** construção de dois novos prédios ao lado de um já existente. O pré-adensamento provocado pelo carregamento do primeiro edifício fará com que os recalques das novas edificações sejam maiores próximo à edificação já existente, de modo que tenderão a tombar em direção a edificação inicial.

### 2.3.5 Processo construtivo

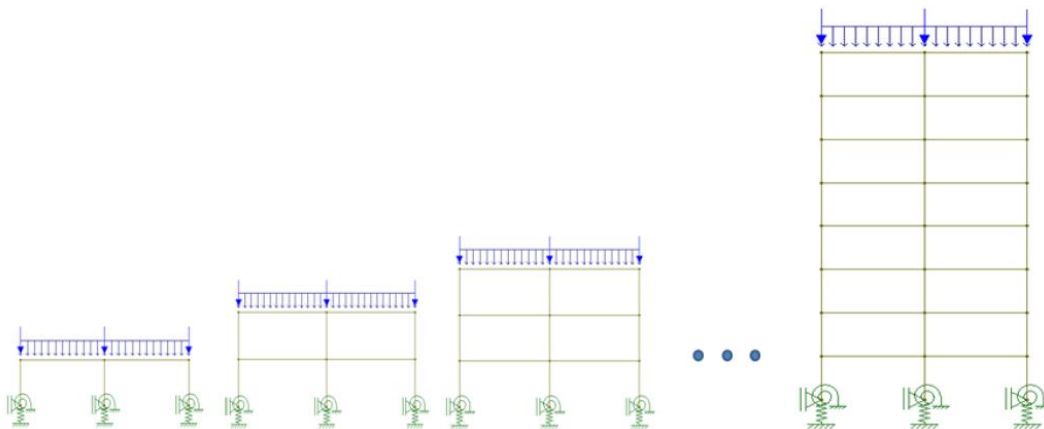
Na maioria dos estudos sobre o mecanismo da ISE é comum adotar a simplificação de que todo o carregamento da estrutura é aplicado a ela após o término de sua construção. No entanto, tanto os carregamentos quanto a rigidez da estrutura crescem gradualmente durante cada etapa construtiva e, portanto, o processo construtivo tem um papel importante ao avaliar o conjunto solo e estrutura.

Juntamente com a evolução do número de pavimentos da obra, ocorre uma uniformização dos recalques e redistribuição dos esforços devido ao aumento gradual da rigidez da estrutura, o que faz com que os recalques diferenciais diminuam a cada pavimento executado, de modo que haja uma suavização da deformada de recalques (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994).

**Figura 6 - Efeitos do processo construtivo.**

Fonte: Gusmão e Gusmão Filho (1994).

Para inserir os efeitos do processo construtivo no modelo as cargas da estrutura devem ser aplicadas de forma gradativa, ou seja, a medida em que cada pavimento é executado. Ao realizar este procedimento, os esforços solicitantes vão sendo somados para cada carregamento aplicado. Um exemplo esquemático desta metodologia pode ser observado na Figura 7.

**Figura 7 - Modelo de aplicação dos carregamentos para análise incremental considerando a ISE.**

Fonte: Antoniazzi (2011).

Fonte *et al.* (1994) compararam os resultados dos recalques obtidos *in loco* para um prédio de quatorze andares sobre fundações por sapata com os resultados previstos através da modelagem numérica da estrutura, com e sem a consideração da ISE e do processo construtivo. Para o modelo em que os apoios foram considerados indeslocáveis, os recalques diferenciais previstos foram maiores do que os medidos em campo, por não levar em consideração a rigidez da estrutura. Para o modelo que considerava a ISE, mas que o carregamento foi aplicado integralmente de uma única vez, os recalques diferenciais foram menores do que os medidos em campo pois foi considerada diretamente toda a rigidez da estrutura e, portanto, menores tendem a ser os recalques diferenciais. O modelo que apresentou os resultados mais próximos

dos medidos na obra foram os que consideraram a ISE e também o acréscimo de carregamento em função das etapas construtivas do edifício. Dessa forma, a rigidez da estrutura muda e aumenta a cada etapa de carregamento, aproximando-se mais do que acontece na prática.

Holanda Junior (1998) realiza uma análise incremental construtiva a fim de melhor representar o comportamento da estrutura, visto que, a aplicação direta de todo o carregamento pode ser equivocada, já que, desta forma, elementos que ainda nem teriam sido executados estariam sendo solicitados pelos carregamentos. Foi utilizado o processo sequencial direto, em que o pórtico inicialmente é composto apenas por barras que representam os elementos do primeiro pavimento. Depois adicionam-se as barras correspondentes ao segundo pavimento e aplicam-se só as cargas relativas a este segundo pavimento. O procedimento continua até que a edificação atinja seu topo (Figura 7). Os esforços finais dos elementos e os deslocamentos dos nós da estrutura são obtidos por superposição dos efeitos de todas as etapas, assim como os recalques finais para as fundações. Esta consideração pode ser feita devido ao fato que os pavimentos são sempre nivelados durante a construção.

A partir dos estudos supracitados, verifica-se a importância de monitorar os recalques desde a fase inicial da construção. No Brasil este tipo de verificação infelizmente só ocorre quando surgem problemas estéticos ou mesmo estruturais causados pela deformabilidade dos solos.

### 3 RECALQUES

Apesar de não ser o enfoque principal do trabalho, para entender o funcionamento da ISE é necessário estudar aspectos relacionados à teoria de recalques. Além disso, as formulações apresentadas para previsão dos recalques serão aplicadas na determinação dos coeficientes de mola dos modelos estruturais desenvolvidos neste trabalho.

Os recalques são deslocamentos verticais para baixo que ocorrem nos pontos de apoio de uma estrutura devido à deformabilidade do solo existente entre a base da sapata (no caso de fundações diretas) ou do bloco de coroamento (para fundações por estacas) até uma superfície de referência considerada indeslocável, como por exemplo o topo rochoso. Estes deslocamentos surgem devido às deformações por diminuição de volume e/ou mudança de forma do maciço de solo compreendido neste espaço. (CINTRA *et al.*, 2011).

#### 3.1 TIPOS DE RECALQUES

Em uma estrutura podem ocorrer dois tipos de recalques, o total ou absoluto e o diferencial ou relativo. O recalque total ( $\rho$ ) corresponde ao deslocamento integral em um dos apoios da estrutura ou da estrutura como um todo. Já o recalque diferencial ( $\delta$ ) é a diferença entre os recalques totais de duas fundações. Como em um projeto existem diferentes geometrias para as fundações, além de solicitações diversas e variações das características do solo, os recalques não são uniformes e, portanto, surgem os recalques diferenciais.

Segundo Cintra *et al.* (2011) o recalque total ou absoluto de uma fundação pode ser decomposto em duas parcelas, conforme a Equação (5).

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad (5)$$

Em que,

- $\rho$ : recalque total de uma fundação;
- $\rho_c$ : recalque por adensamento ou consolidação;
- $\rho_i$ : recalque instantâneo ou imediato.

O recalque por adensamento é importante principalmente para solos argilosos saturados e ocorre por meio da dissipação das pressões neutras ao longo do tempo com a expulsão de água e conseqüente redução do índice de vazios. Para areias e argilas sobreadensadas em que as tensões aplicadas sejam menores do que as tensões de pré-compressão ou de pré-adensamento esta parcela de recalque pode ser desprezada (CINTRA *et al.*, 2011).

Ao contrário do recalque por adensamento que pode levar anos para ocorrer, o recalque imediato, como o próprio nome já diz, se processa de forma muito rápida, quase que simultaneamente à aplicação do carregamento. Este tipo de recalque não gera uma redução do índice de vazios pois as deformações são a volume constante, ou seja, há uma distorção do elemento de solo.

Os recalques imediatos podem também ser chamados de recalques elásticos, mas como estes não são recuperáveis completamente com o descarregamento, esta denominação pode ser inadequada. Portanto o uso da Teoria da Elasticidade só se justifica pelo fato de que até os níveis de tensão aplicados pelas sapatas o comportamento da curva  $\sigma \times \varepsilon$  é aproximadamente linear.

### 3.2 PREVISÃO DE RECALQUES EM SAPATAS

Velloso e Lopes (2011) separam os métodos para previsão de recalques em três grandes grupos:

- Métodos racionais;
- Métodos semiempíricos;
- Métodos empíricos.

Nos métodos racionais são utilizados modelos para previsão de recalques através de correlação com os parâmetros de deformabilidade do solo obtidos em laboratório ou *in situ* e as características geométricas da fundação. Nos métodos semiempíricos os parâmetros de deformabilidade do solo são obtidos por meio de correlações com ensaios de penetração *in situ* (CPT ou SPT). E nos métodos empíricos utilizam-se tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para o solo, de modo a limitar os recalques que irão surgir na fundação.

Neste trabalho será considerada apenas a parcela devido ao recalque imediato determinado através de métodos racionais para a elaboração dos modelos, sem levar em conta o recalque por adensamento. Estes também foram os métodos utilizados para o desenvolvimento do programa ISE MEH Sapatas. Sendo assim, os métodos semiempíricos e empíricos serão apresentados de maneira simplificada no APÊNDICE A – MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RECALQUES EM SAPATAS.

#### 3.2.1 Recalque em camada semi-infinita em meio elástico homogêneo (MEH)

Para o caso de camada semi-infinita constituída de um MEH, como as argilas sobreadensadas, Boussinesq (1885, *apud* CINTRA *et al.*, 2011) propõem que o recalque imediato pode ser calculado para o caso mais geral através da Equação (6).

$$\rho = \sigma B \left[ \frac{1 - \nu^2}{E_s} \right] I_p \quad (6)$$

Em que,

- $\sigma$ : tensão média na superfície de contato entre a placa e o maciço de argila;
- $B$ : diâmetro de uma sapata com base circular ou menor lado de uma sapata quadrada ou retangular;

- $\nu$ : coeficiente de Poisson do solo;
- $I_p$ : fator de influência que depende da forma e da rigidez da sapata (Tabela 1);
- $E_s$ : módulo de deformabilidade do solo, considerado constante com a profundidade.

Tabela 1 - Fator de influência  $I_p$ .

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

Fonte: Adaptado de Perloff e Baron (1976).

Em que L é o comprimento da sapata.

Como para o recalque imediato não há diminuição do volume do solo ao ser carregado a expansão radial será compensada exatamente pela redução da altura e, portanto, para este caso  $\nu$  é 0,5.

De acordo com Teixeira e Godoy (1996) o módulo de deformabilidade do solo pode ser estimado por meio de correlações com o  $N_{spt}$ , conforme a Equação (7).

$$E_s = \alpha K N_{spt} \quad (7)$$

Onde,  $\alpha$  (Tabela 2) e  $K$  (Tabela 3) são fatores de correlação propostos por Teixeira e Godoy (1996) que dependem do tipo de solo.

Tabela 2 - Determinação do fator  $\alpha$ .

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

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1996).



**Tabela 3 - Determinação do fator  $K$ .**

Tipo de solo	$K$ (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,9
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1996).

Extrapolando, para argilas puras pode ser utilizado  $K$  como sendo 0,15 (CINTRA *et al.*, 2011).

Já Schmertmann *et al.* (1978) propõem as correlações apresentadas nas Equações (8), (9) e (10) para determinação do módulo de deformabilidade do solo.

Para sapatas quadradas ( $L/B = 1$ ):

$$E_s = 2,5KN_{spt} \quad (8)$$

Para sapatas corridas ( $L/B > 10$ ):

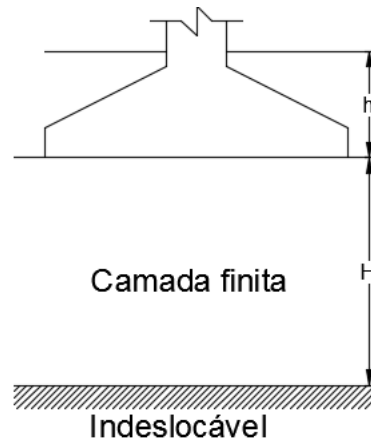
$$E_s = 3,5KN_{spt} \quad (9)$$

Para sapatas intermediárias ( $1 < L/B < 10$ ):

$$E_s = 2,5[1 + 0,4 \log(L/B)]KN_{spt} \quad (10)$$

### 3.2.2 Recalque em camada finita

Pode-se considerar uma camada finita quando o MEH é de espessura finita, onde logo se encontra um material pouco deformável, como por exemplo o topo rochoso (CINTRA *et al.*, 2011).

**Figura 8 - Modelo de camada finita.**

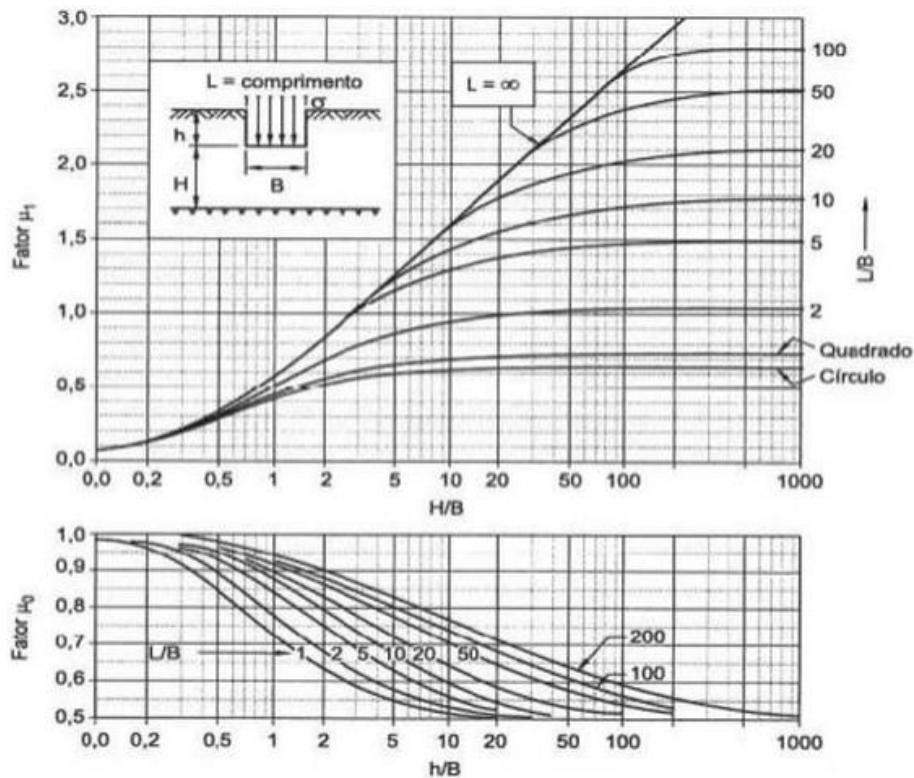
Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Janbu et al. (1956, *apud* CINTRA *et al.*, 2011) definem o recalque médio para a camada finita de um MEH através da Equação (11).

$$\rho = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad (11)$$

Onde,

- $\rho$ : recalque imediato médio;
- $\mu_0$  e  $\mu_1$ : fatores de influência que levam em consideração o embutimento ( $h$ ), a espessura da camada ( $H$ ) de solo e as dimensões da sapata (largura ou diâmetro  $B$  e comprimento  $L$ ) (Figura 9);
- $\sigma$ : tensão média na superfície de contato entre a placa e o maciço de argila;
- $B$ : diâmetro de uma sapata com base circular ou lado de uma sapata
- $E_s$ : módulo de deformabilidade do solo, considerado constante com a profundidade.

Figura 9 - Ábacos para determinação de  $\mu_0$  e  $\mu_1$ .

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

O uso da Teoria da Elasticidade para previsão de recalques em fundações diretas vale para solos que apresentem o módulo de elasticidade ( $E_s$ ) constante com a profundidade. Dessa forma, o uso desta teoria não seria válido para a previsão de recalques em solos arenosos, visto que as areias têm o módulo de elasticidade crescente com a profundidade provocado pelo aumento da tensão de confinamento. Uma alternativa de utilização da Equação (11) para previsão de recalques em areias é subdividir o maciço de solo em camadas, adotando para cada uma delas o valor médio do módulo de elasticidade. Quanto menos espessas forem as camadas e quanto mais representativo for o módulo de elasticidade adotado para a camada, melhor será a previsão de recalques.

Antoniazzi (2011) recomenda a inserção de um fator de majoração de 1,21 para corrigir os valores de  $\mu_0$  e  $\mu_1$  deduzidos para argilas saturadas ( $\nu = 0,5$ ). Este fator de majoração surge a partir da relação apresentada na Equação (12).

$$\frac{1 - \nu_{areia}^2}{1 - \nu_{argila}^2} = \frac{1 - 0,3^2}{1 - 0,5^2} = 1,21 \quad (12)$$

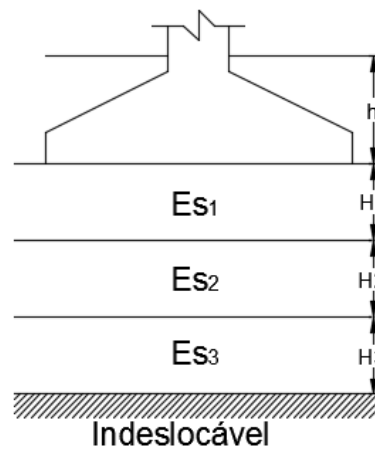
Aplicando o fator de majoração deduzido na Equação (12) obtém-se a Equação (13) para previsão de recalques de uma camada de areia.

$$\rho = 1,21 \cdot \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad (13)$$

### 3.2.3 Recalque em solos com camadas distintas (multicamadas)

Na maioria dos casos é muito difícil encontrar uma camada de solo totalmente homogênea. Em geral, o solo é constituído de diversas camadas com propriedades e módulos de deformabilidade diferentes.

**Figura 10 - Modelo de multicamadas com 3 camadas distintas de solo.**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Para solucionar este problema, Cintra *et al.* (2011) apresentam três metodologias possíveis: camada hipotética, sapata fictícia e média dos módulos.

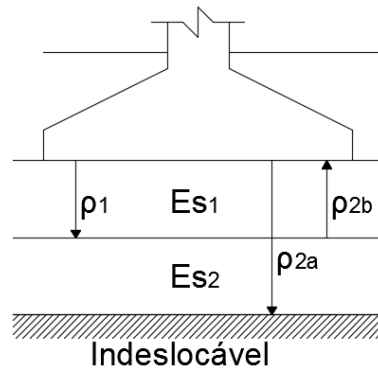
#### 3.2.3.1 Camada hipotética

Neste modelo é necessário calcular o recalque de cada camada e então obter o recalque total dado pelo somatório dos recalques individuais, como mostra a Equação (14).

$$\rho = \sum_i^n \rho_i \quad (14)$$

Como exemplo pode-se supor um modelo com duas camadas, e então expandir o método para os demais casos, conforme Figura 11.

**Figura 11 - Esquema para cálculo do recalque com duas camadas.**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Para calcular o recalque da primeira camada ( $\rho_1$ ) é utilizado o mesmo princípio da camada finita, com o artifício de considerar o indeslocável com sendo no início da próxima camada. Já para a segunda camada, Simons e Menzies (1981) sugerem calcular primeiro o recalque de uma camada hipotética com a espessura total das duas camadas ( $\rho_{2a}$ ) e o módulo de deformabilidade da segunda camada ( $E_{s2}$ ). Depois basta subtrair o recalque do trecho excedente da camada ( $\rho_{2b}$ ) ainda considerando o módulo de deformabilidade  $E_{s2}$ . Logo pode-se deduzir o recalque imediato total para a hipótese de duas camadas de solo através da Equação (15).

$$\rho = \rho_1 + \rho_2 = \rho_1 + (\rho_{2a} - \rho_{2b}) \quad (15)$$

A solução pode ser generalizada para o caso de  $n$  camadas de solo por meio da Equação (16).

$$\rho = \rho_1 + \sum_{i=2}^n (\rho_{ia} - \rho_{ib}) \quad (16)$$

Onde,

- $\rho_i$ : recalque imediato total da fundação;
- $\rho_1$ : recalque da primeira camada;
- $\rho_{ia}$ : recalque da camada hipotética  $i$  considerada da base da sapata até o indeslocável e com módulo de deformabilidade  $E_{si}$ ;
- $\rho_{ib}$ : recalque do trecho excedente da camada hipotética  $i$  considerada da base da sapata até o início da camada  $i$  e com módulo de deformabilidade  $E_{si}$ .

### 3.2.3.2 Sapata fictícia

O método da camada hipotética é considerado pela maioria dos autores como o matematicamente mais exato, dentro das limitações do conceito de exato em geotecnia. Porém, exceto para a camada 1, é necessário determinar duas vezes os fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$  para cada uma das demais camadas. Como estes fatores são obtidos através de ábacos, torna-se trabalhoso determinar os recalques através desta metodologia.

Para simplificar o cálculo do recalque destas camadas, pode-se considerar uma sapata fictícia apoiada em seus topos. No caso de sapatas quadradas a área da sapata fictícia será  $(B + \sum H)^2$ , onde  $\sum H$  é o somatório das espessuras das camadas anteriores a camada considerada. Para uma sapata retangular a área é  $(B + \sum H)(L + \sum H)$  e para uma sapata circular  $\frac{\pi(B+\sum H)^2}{4}$ . Estas áreas são definidas considerando uma propagação de tensões com um espraio de proporção 1:2. A tensão aplicada pela sapata fictícia na camada considerada é calculada utilizando a Equação (17).

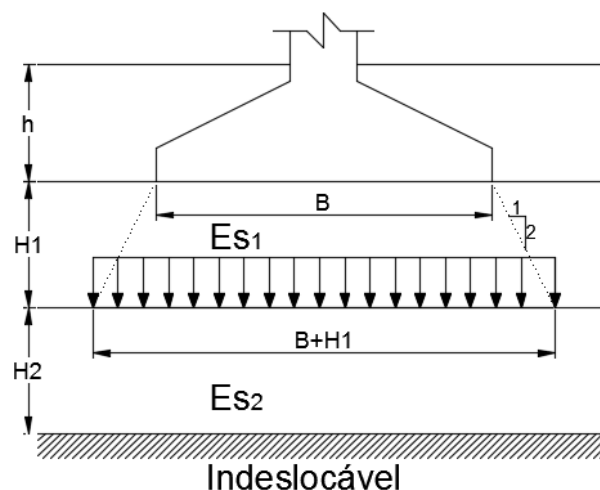
$$\sigma_n = \sigma \frac{A}{A_n} \quad (17)$$

Onde,

- $\sigma_n$ : tensão média aplicada pela sapata fictícia na camada  $n$ ;
- $\sigma$ : tensão média aplicada pela sapata na cota de assentamento;
- $A$ : área da sapata;
- $A_n$ : área de aplicação da tensão  $\sigma_n$  na camada considerada.

Um desenho esquemático deste método é apresentado na Figura 12.

**Figura 12 - Propagação da tensão e sapata fictícia para a segunda camada.**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

É necessário ressaltar que ao considerar uma sapata fictícia o embutimento desta sapata não é igual ao embutimento da sapata real. O embutimento da camada  $n$  será então  $(h + \sum H)$ . Além disso, para determinar os fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$  devem ser utilizadas também as dimensões da sapata fictícia.

Segundo Cintra *et al.* (2011) este procedimento conduz a resultados bem próximos dos obtidos pelo método da camada hipotética. A principal dúvida em relação a este método é quanto a relação de propagação de tensões utilizada de 1:2.

### 3.2.3.3 Média dos módulos

Este método é o mais simples de todos e considera que todas as camadas podem ser transformadas em uma camada única com o módulo de deformabilidade dado pela média ponderada dos módulos das camadas. Dessa forma, para  $n$  camadas o módulo médio de deformabilidade do solo é dado pela Equação (18).

$$E_{s,m\u00e9dio} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot E_{s,i}}{\sum_{i=1}^n H_i} \quad (18)$$

Onde,

- $E_{s,m\u00e9dio}$ : m\u00f3dulo de deformabilidade m\u00e9dio das camadas;
- $H_i$ : espessura da camada  $i$ ;
- $E_{s,i}$ : m\u00f3dulo de deformabilidade da camada  $i$ .

Apesar da simplicidade, esta solu\u00e7\u00e3o deve ser descartada, pois pode levar a erros bastante grandes e at\u00e9 mesmo perigosos.

## 3.3 PREVIS\u00c3O DE RECALQUES EM ESTACAS

Poulos (1975) divide os m\u00e9todos para previs\u00e3o dos recalques em funda\u00e7\u00f5es profundas em tr\u00eas categorias, listadas a seguir:

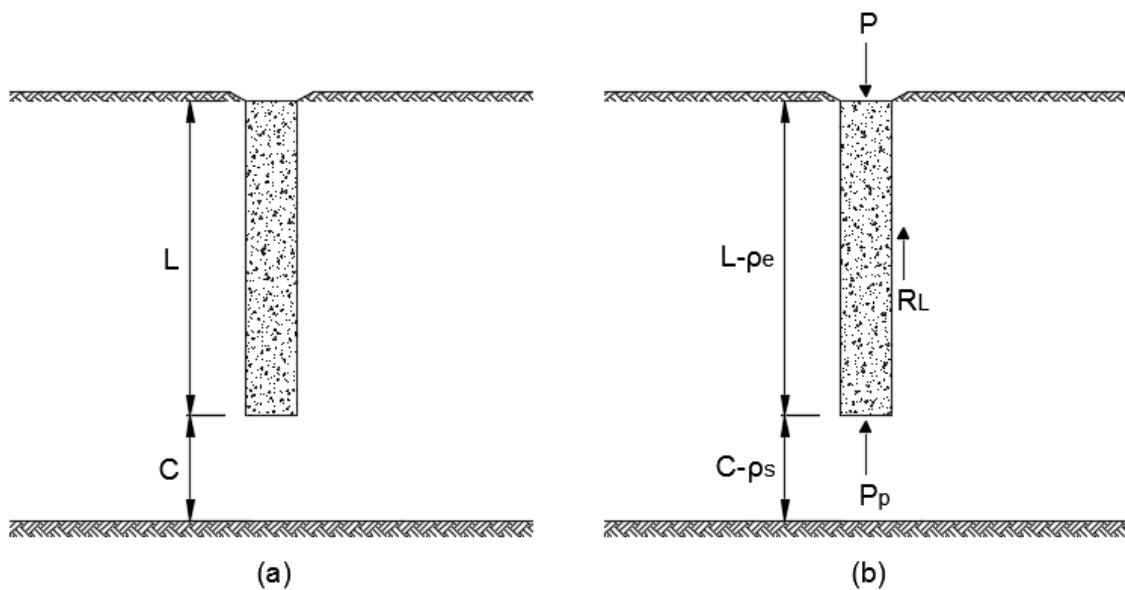
- Emp\u00edricos;
- Simplificados;
- Anal\u00edticos.

Os m\u00e9todos emp\u00edricos s\u00e3o baseados em resultados de ensaios em modelos reduzidos. Para areias, destacam-se os trabalhos de Meyerhof (1959) e V\u00e9sic (1969) e, para argilas, os trabalhos de Whitaker (1957) e Sowers *et al.* (1961). Nos m\u00e9todos simplificados o grupo de estacas \u00e9 substituído por uma funda\u00e7\u00e3o equivalente mais simples. E, por fim, os m\u00e9todos anal\u00edticos levam em considera\u00e7\u00e3o a intera\u00e7\u00e3o entre as estacas e o solo adjacente.

Para entender o comportamento de uma estaca desde o início do seu carregamento até o momento em que este é totalmente transferido para o solo é preciso estudar a respeito do mecanismo de transferência da carga.

Considerando uma estaca qualquer de comprimento  $L$ , embutida no terreno com a ponta distante  $C$  da superfície considerada indeslocável, conforme apresentado na Figura 13, ao aplicar uma carga vertical  $P$ , surgirão dois tipos de deformações, uma devido ao encurtamento elástico da estaca e a outra devido ao solo entre a ponta da estaca e a superfície indeslocável.

**Figura 13 - Parcelas de recalque de uma estaca.**



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

A Figura 13 (a) representa a condição inicial da estaca, sem sofrer qualquer carregamento. Na Figura 13 (b), após o carregamento da estaca ocorrerá o encurtamento elástico ( $\rho_e$ ) devido ao esforço de compressão atuante. O comprimento da estaca será reduzido de  $L$  para  $L - \rho_e$ . Além disso, a distância entre a ponta da estaca e a superfície indeformável também será reduzida de  $C$  para  $C - \rho_s$ . Dessa forma, o recalque total da estaca será descrito pela Equação (19).

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (19)$$

Onde,

- $\rho$ : recalque total da estaca;
- $\rho_e$ : encurtamento elástico da estaca;
- $\rho_s$ : recalque do solo abaixo da estaca.



### 3.3.1 Encurtamento elástico da estaca

Cintra *et al.* (2011) deduzem uma equação para o cálculo do encurtamento elástico de uma estaca. A capacidade de carga para uma estaca cilíndrica, maciça, de concreto, e que atravessa três camadas de solo distintas é dada pela Equação (20).

$$R = R_p + R_L \quad (20)$$

Em que,

- $R$ : capacidade de carga;
- $R_p$ : resistência de ponta;
- $R_L$ : resistência lateral.

Para as três camadas de solo a resistência lateral será o somatório das resistências laterais de cada camada.

$$R_L = R_{L1} + R_{L2} + R_{L3} \quad (21)$$

O método proposto leva em conta ainda as seguintes considerações:

- A carga vertical  $P$  aplicada na cabeça da estaca é um valor intermediário maior do que a resistência lateral ( $R_L$ ) e menor do que a capacidade de carga, ou seja:

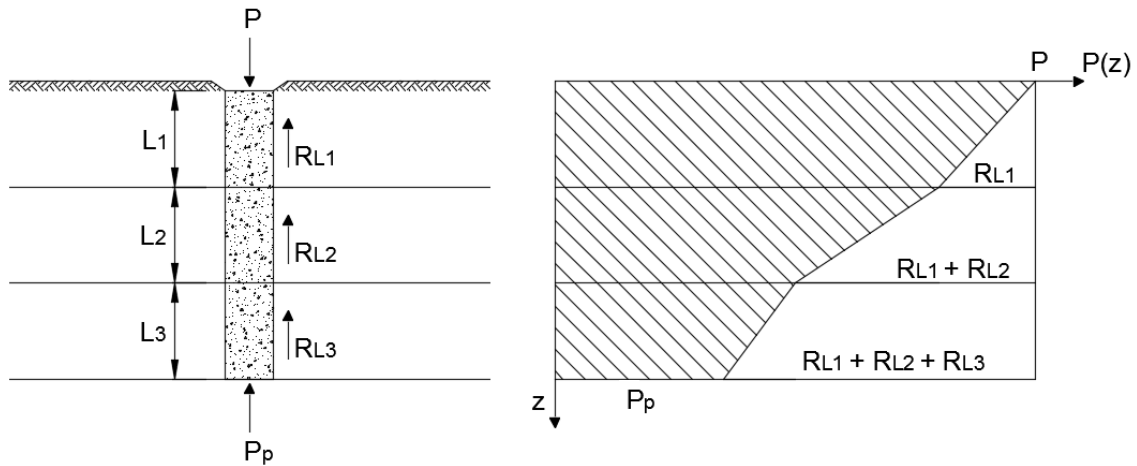
$$R_L < P < R \quad (22)$$

- Todo o atrito lateral é mobilizado;
- A carga que resta na ponta da estaca ( $P_p$ ) é inferior à resistência de ponta ( $R_p$ ):

$$P_p = P - R_L < R_p \quad (23)$$

O mecanismo de transferência de carga faz com que ocorra uma diminuição do esforço normal que atua na estaca ao longo de seu comprimento devido aos alívios de carga provocados pelas parcelas de atrito lateral. No topo da estaca o esforço normal é igual à carga aplicada e na ponta o esforço normal é a parcela restante desta carga, descontadas todas as parcelas de atrito lateral. O diagrama de esforços normais para uma estaca embutida em um solo com três camadas distintas pode ser observado na Figura 14.

Figura 14 - Diagrama de esforço normal da estaca.



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

Nestas condições o encurtamento elástico da estaca será dado pela Equação (24).

$$\rho_e = \int_0^L \frac{P(z)}{A \cdot E_c} dz \quad (24)$$

Para estacas com seção transversal e módulo de elasticidade constantes pode ser feita a simplificação apresentada na Equação (25).

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \int_0^L P(z) dz \quad (25)$$

Onde  $\int_0^L P(z) dz$  é a área hachurada do diagrama carga x profundidade apresentado na Figura 14. Para o exemplo utilizado por Cintra *et al.* (2011) esta área pode ser calculada multiplicando o valor médio do esforço normal de cada camada pela sua respectiva espessura.

Sendo assim, ao subdividir o solo em pequenas camadas, pode-se construir o diagrama de esforços normais da estaca de maneira simples, em que a área não precisa ser necessariamente calculada através de uma integral, mas por meio de um somatório, conforme apresentado na Equação (26).

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \sum_{i=1}^n (P_i \cdot L_i) \quad (26)$$

Onde,

- $\rho_e$ : encurtamento elástico da estaca;
- $A$ : área da seção transversal do fuste da estaca;

- $E_c$ : módulo de elasticidade da estaca;
- $P_i$ : esforço normal médio na estaca na camada  $i$ ;
- $L_i$ : espessura da camada  $i$ ;
- $n$ : número de camadas.

### 3.3.2 Recalque do solo

Vésic (1975) determina que o deslocamento do solo abaixo da ponta da estaca ( $\rho_s$ ) pode ser dividido em duas parcelas, uma devido ao carregamento que o atrito entre a estaca e o solo transmite ao solo e a outra devido ao carregamento na ponta da estaca.

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L} \quad (27)$$

Em que,

- $\rho_s$ : recalque do solo abaixo da ponta da estaca;
- $\rho_{s,p}$ : recalque devido ao carregamento na ponta da estaca;
- $\rho_{s,L}$ : recalque devido ao atrito entre a estaca e o solo.

Cada uma destas parcelas pode ser calculada utilizando a metodologia proposta por Aoki (1984). Os carregamentos na ponta da estaca ( $P_p$ ) e o atrito lateral de cada uma das camadas de solo ( $R_{Li}$ ) irão acarretar um acréscimo de tensões nas camadas de solo abaixo da ponta da estaca.

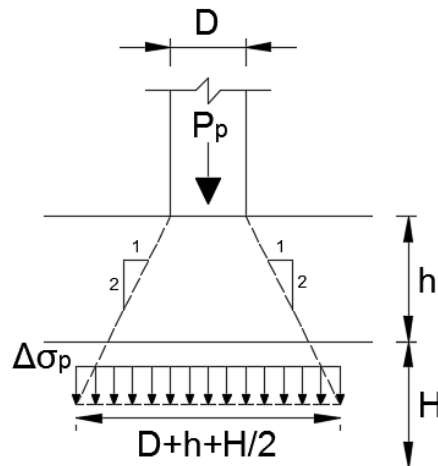
Seja  $h$  a distância vertical da ponta da estaca até o topo da camada de solo considerada,  $H$  a espessura desta camada e uma propagação de tensões de 1:2, para uma estaca circular de diâmetro  $D$  o acréscimo de tensões na linha média dessa camada será calculado através da Equação (28).

$$\Delta\sigma_p = \frac{P_p}{A} = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \left( D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (28)$$

Para uma estaca quadrada basta trocar a área propagada, conforme a Equação (29).

$$\Delta\sigma_p = \frac{P_p}{A} = \frac{P_p}{\left( D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (29)$$

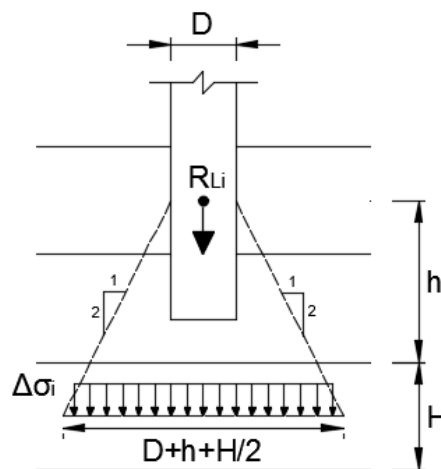
**Figura 15 - Acréscimo de tensão devido ao carregamento da ponta da estaca.**



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

O mesmo procedimento pode ser utilizado para calcular o acréscimo de tensões devido às parcelas de resistência lateral. A propagação de tensões para esta situação está apresentada na Figura 16.

**Figura 16 - Acréscimo de tensão devido ao atrito lateral.**



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

Para estacas circulares o acréscimo de tensão devido ao atrito lateral será dado pela Equação (30) e para estacas quadradas pela Equação (31).

$$\Delta\sigma_i = \frac{R_{Li}}{A} = \frac{4 \cdot R_{Li}}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2} \quad (30)$$

$$\Delta\sigma_i = \frac{R_{Li}}{A} = \frac{R_{Li}}{\left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2} \quad (31)$$

Após calcular o acréscimo de tensões em cada camada, devido à carga na ponta da estaca e ao atrito lateral, pode-se calcular o acréscimo de tensões total na camada.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \quad (32)$$

Onde,

- $\Delta\sigma$ : acréscimo total de tensão na camada considerada;
- $\Delta\sigma_p$ : acréscimo de tensão devido à carga na ponta da estaca;
- $\Delta\sigma_i$ : acréscimo de tensão devido ao atrito lateral da camada  $i$ ;
- $n$ : número de camadas que contribuem para o atrito lateral.

Por fim, o recalque do solo será calculado por meio da Equação (33).

$$\rho_s = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad (33)$$

Onde,

- $\rho_s$ : recalque do solo compreendido entre a ponta da estaca e o indeslocável;
- $\frac{\Delta\sigma}{E_s}$ : deformação específica da camada  $i$ ;
- $H$ : espessura da camada  $i$ .

Cintra *et al.* (2011) calculam o módulo de elasticidade do solo através da Equação (34).

$$E_s = E_0 \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (34)$$

Em que,

- $E_0$ : módulo de elasticidade do solo antes da execução da estaca;
- $\sigma_0$ : tensão geostática no centro da camada;
- $n$ : 0,5 para materiais granulares ou 0 para argilas.

A diferença do coeficiente  $n$  para solos granulares e argilosos ocorre pelo aumento do módulo de elasticidade que acontece nos solos granulares em função do acréscimo de tensões. O módulo de elasticidade antes da execução da estaca pode ser calculado através dos estudos de Aoki (1984).

- $E_0 = 6KN_{spt}$  para estacas cravadas;
- $E_0 = 4KN_{spt}$  para estacas hélice contínua;

- $E_0 = 3KN_{spt}$  para estacas escavadas.

O coeficiente  $K$  pode ser determinado através da Tabela 4 proposta por Aoki e Velloso (1975).

**Tabela 4 - Coeficiente  $K$ .**

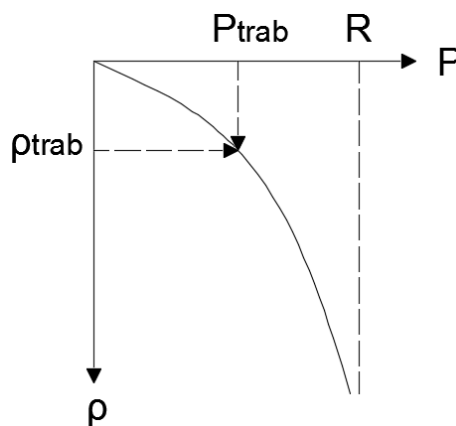
<b>Tipo de solo</b>	<b><math>K</math> (MPa)</b>
Areia	1,00
Areia siltosa	0,80
Areia argilosa	0,60
Silte arenoso	0,55
Silte	0,40
Silte argiloso	0,23
Argila arenosa	0,35
Argila siltosa	0,22
Argila	0,20

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

### 3.3.3 Curva carga x recalque

A partir de medições de recalque para cada carregamento aplicado sobre uma estaca pode-se traçar uma curva carga x recalque como a apresentada na Figura 17.

Figura 17 - Curva carga x recalque deduzida a partir de um ponto conhecido.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2011).

No entanto, Van der Veen (1953) afirma que esta curva pode ser determinada conhecendo um único ponto pertencente a ela, por meio do uso da Equação (35). Geralmente esse ponto é a carga de trabalho da estaca e seu respectivo recalque. Segundo Velloso e Lopes (2011), esta curva é adequada e apresenta bons resultados para prever o comportamento do recalque em estacas.

$$P = R(1 - e^{-a\rho}) \quad (35)$$

Onde,

- $P$ : carga aplicada na estaca;
- $R$ : capacidade de carga da estaca;
- $\rho$ : recalque produzido pela carga  $P$ ;
- $a$ : parâmetro que define a forma da curva.

Cintra *et al.* (2011) indicam que esta curva pode ser utilizada desde que a carga conhecida esteja compreendida entre  $R_L$  e  $R/2$ , ou seja, deve haver carga chegando na ponta da estaca. Nestas condições o parâmetro  $a$  será dado pela Equação (36).

$$a = -\frac{\ln(1 - P_{trab}/R)}{\rho_{trab}} \quad (36)$$

Em que,

- $P_{trab}$ : carga de trabalho da estaca;
- $R$ : capacidade de carga da estaca;
- $\rho_{trab}$ : recalque estimado para a carga de trabalho.

## 4 MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Para inserir os efeitos do solo na análise estrutural de uma estrutura são propostas na literatura diferentes maneiras de modelar o solo. Em geral o solo pode ser descrito como um material elástico linear, elástico não-linear ou elastoplástico. Como o solo normalmente é solicitado por tensões longe da tensão de ruptura, o seu comportamento geralmente é tratado como elástico linear.

Com o intuito de propor uma solução que represente o solo de maneira adequada e de forma matematicamente simples e eficiente são propostos dois modelos principais de representação do solo:

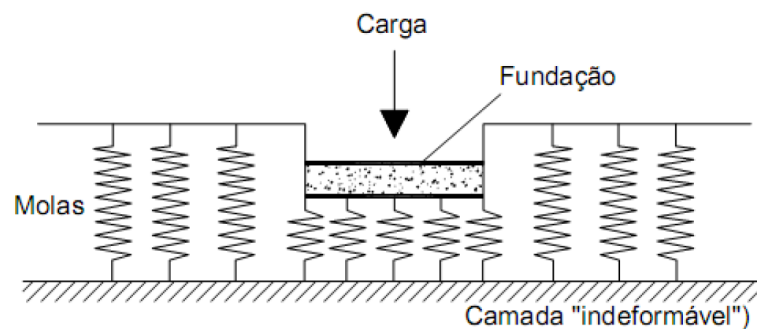
- Método de Winkler;
- Meio contínuo.

Vale destacar que estes modelos são simplificações, visto que o comportamento do solo é bastante complexo e depende da distribuição de pressões existente no contato da fundação com o solo, influenciada pela rigidez da fundação (rígida ou flexível) e também pelo tipo de solo (argila, silte, areia, etc.) (CRESPO, 2004).

### 4.1 MÉTODO DE WINKLER

Winkler (1867) foi o primeiro a representar o solo por um conjunto de molas lineares. Dessa forma, é comum chamar esta metodologia de Hipótese de Winkler ou Método de Winkler. Neste método o solo é substituído por um conjunto de molas com resposta linear que trabalham de forma independente umas das outras. Além disso, consideram-se apenas as deformações ocorridas sob as fundações.

Figura 18 - Fundação sobre um solo de Winkler.



Fonte: Antoniazzi (2011).

Em um solo de Winkler, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos, fato que não ocorre necessariamente no modelo de meio contínuo. Segundo Antoniazzi (2011),



as hipóteses de Winkler podem ser utilizadas tanto para carregamentos verticais, como sapatas e radiers, quanto para ações horizontais, comum em estacas carregadas horizontalmente e estruturas de contenção. Para cada uma destas direções a rigidez do solo é diferente e, portanto, diferentes molas devem ser utilizadas.

Para descrever o comportamento de um solo de Winkler pode-se utilizar a Equação (37).

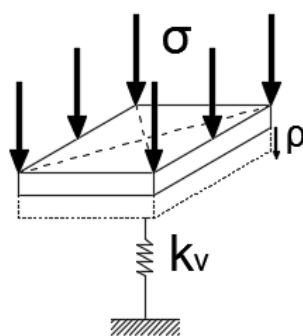
$$\sigma = k_v \cdot \rho \quad (37)$$

Onde,

- $\sigma$ : tensão média aplicada na base da fundação;
- $k_v$ : módulo de reação vertical do solo;
- $\rho$ : recalque médio da fundação.

O módulo de reação vertical do solo ( $k_v$ ) 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 (Figura 19).

**Figura 19 - Interpretação do módulo de reação vertical.**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Este método é o mais utilizado em projetos estruturais e será empregado neste trabalho devido a sua simplicidade. No entanto, o principal problema consiste em indicar, de maneira adequada, qual o módulo de reação vertical que melhor representa o solo. Alguns procedimentos utilizados para determinar este parâmetro são apresentados no item 4.4.

## 4.2 MODELO DE MOLAS NÃO LINEARES

Em alguns casos o comportamento do solo não caracteriza um regime elástico linear, como por exemplo, quando o carregamento é aplicado de maneira incremental e a resposta da mola é diferente para cada nível de solicitação (CAMARGO, 2002).

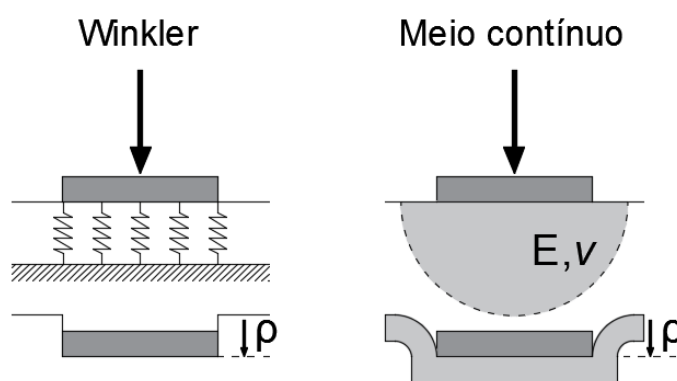
O modelo de molas lineares proposto por Winkler (1867) pode então ser melhorado, mas este processo demandaria a implementação de algoritmos não lineares que não serão

abordados neste trabalho. Segundo Velloso e Lopes (2011), geralmente é desnecessário a consideração da não linearidade do solo em projetos estruturais usuais.

#### 4.3 MODELO DE MEIO CONTÍNUO

O Método de Winkler considera apenas o deslocamento existente na região sob fundação, mas em situações reais, devido a coesão, a superfície de deslocamento do solo não envolve apenas a região carregada, mas também algumas regiões fora desta zona. Este problema pode ser resolvido ao modelar o maciço de solo como um meio contínuo.

Figura 20 - Comparação entre o Método de Winkler e de Meio contínuo.



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Vários modelos de meio contínuo têm sido desenvolvidos, mas que não serão enfoque neste trabalho, desde os que consideram o solo com homogêneo, isotrópico e linearmente elástico até os mais complexos, que levam em consideração a não-homogeneidade, a anisotropia e a não-linearidade do solo.

O meio contínuo pode ser dividido em duas categorias:

- Elástico;
- Elastoplástico.

O meio contínuo elástico pode ser resolvido através da Teoria da Elasticidade. Já um meio contínuo elastoplástico necessita de uma abordagem numérica, como por exemplo o Método dos Elementos Finitos, o que na prática não é muito comum.

Os métodos numéricos consistem em discretizar o solo em diversos pontos que constituem uma malha. A solução será melhor a medida que o número de pontos dessa malha aumentar, ou seja, quanto mais refinada ela for. Por outro lado, quanto mais refinada a malha, maior o custo computacional para resolução do problema.

Entre os principais métodos numéricos existentes, destacam-se:

- Método das Diferenças Finitas (MDF);

- Método dos Elementos Finitos (MEF);
- Método dos Elementos de Contorno (MEC).

O MDF substitui a equação diferencial que governa o fenômeno por uma equação algébrica que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em 4 pontos vizinhos, situados em 2 linhas ortogonais. Dessa forma, no MDF é necessário utilizar uma malha ortogonal e a solução é obtida para os pontos de intersecção da malha.

O MEF divide o domínio do problema em elementos, cujo comportamento é formulado em função da sua geometria e propriedades. Os elementos do MEF são conectados através dos nós que são comuns a eles. Ao contrário do MDF a malha pode assumir qualquer forma e, por isso, tem a capacidade de resolver problemas com geometrias bastante complexas. Outra característica importante é que cada elemento por ter características diferentes, o que permite modelar o solo de maneira heterogênea.

Já no MEC, apenas a fronteira do domínio do problema precisa ser discretizada em elementos, o que torna o número de equações bastante reduzido. O MEC é comumente utilizado em problemas lineares e homogêneos, enquanto que o MEF pode ser utilizado em fenômenos não lineares e dependentes do tempo (CAMARGO, 2002).

Os principais programas que podem ser utilizados para resolução de problemas que sofrem influência da ISE utilizando modelos de meio contínuo são o PLAXIS, o SAP e o ANSYS. No programa SAP ainda é possível modelar o solo considerando as hipóteses de Winkler, realizando a discretização do solo em diversas molas de maneira automática.

#### 4.4 MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL DO SOLO

Através do Método de Winkler pode-se determinar o módulo de reação vertical de um solo por meio da Equação (38).

$$k_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad (38)$$

Em que,

- $k_v$ : módulo de reação vertical do solo;
- $\sigma$ : tensão média aplicada na base da fundação;
- $\rho$ : recalque médio da fundação.

As hipóteses de Winkler admitem que o recalque de uma fundação é diretamente proporcional às tensões de contato entre a sapata e o solo. Desta forma, após conhecer o módulo de reação vertical de um solo, o deslocamento vertical pode ser obtido de maneira direta através da Equação (39).

$$\rho = \frac{\sigma_{aplicada}}{k_v} \quad (39)$$

Onde,

- $\rho$ : recalque da fundação;
- $\sigma_{aplicada}$ : tensão média aplicada na base da fundação;
- $k_v$ : módulo de reação vertical do solo.

O módulo de reação vertical ( $k_v$ ) não é uma constante do solo pois depende de fatores como a forma e dimensão da fundação que influenciam diretamente no cálculo dos recalques previstos (MORAES, 1976). O seu valor pode ser determinado de diversas maneiras, sendo as mais utilizadas:

- Correlações;
- Ensaio de placa;
- Tabela de valores típicos;
- Recalque real da fundação.

Nos modelos desenvolvidos deste trabalho serão utilizadas correlações deduzidas através das equações apresentadas para previsão dos recalques. Além disso, os valores encontrados para o módulo de reação vertical do solo seguindo esta metodologia serão comparados com os valores disponíveis em tabelas de valores típicos.

Apesar do módulo de reação vertical do solo poder ser determinado conhecendo os recalques reais e a tensão aplicada na fundação de uma estrutura real, esta situação só poderia ser utilizada para a elaboração de modelos de reavaliação dos esforços na estrutura. Para projetos de novas edificações deve ser utilizado algum dos outros métodos citados.

#### 4.4.1 Correlações

Adotando as preposições Boussinesq (1885, *apud* CINTRA *et al.*, 2011) para o caso de camada semi-infinita, sabe-se que  $\rho = \sigma B \left[ \frac{1-\nu^2}{E_s} \right] I_\rho$ . Substituindo a expressão do recalque na Equação (38) obtém-se a expressão apresentada na Equação (40) para determinação do módulo de reação vertical do solo.

$$k_v = \frac{E_s}{B[1-\nu^2]I_\rho} \quad (40)$$

Onde,

- $E_s$ : módulo de deformabilidade do solo, considerado constante com a profundidade;
- $B$ : diâmetro de uma sapata com base circular ou menor lado de uma sapata quadrada ou retangular;
- $\nu$ : coeficiente de Poisson do solo;
- $I_\rho$ : fator de influência que depende da forma e da rigidez da sapata (Tabela 1).

Avaliando a Equação (40) observa-se que o módulo de reação vertical do solo tende a diminuir quanto maior for a dimensão  $B$  da sapata. Além disso, verifica-se que para um solo considerado como um meio elástico homogêneo o módulo de reação vertical pode ser calculado simplificadaamente através das características do solo e da sapata.

Rausch (1959) propõe a fórmula empírica apresentada na Equação (41) para a determinação do módulo de reação vertical do solo.

$$k_v = \frac{E_0}{f\sqrt{A}} \quad (41)$$

Onde,

- $E_0$ : Módulo odométrico do solo;
- $A$ : Área da fundação;
- $f$ : Coeficiente adimensional dependente da superfície da fundação, com valor adotado de 0,4.

Para valores de tensão média inferiores a 1.000  $kPa$ , Guidi (1991) indica, para a ausência de ensaios para determinação do módulo edométrico e do módulo de elasticidade ou deformabilidade, os valores da Tabela 5.

**Tabela 5 - Módulo edométrico e módulo de elasticidade (kN/m<sup>2</sup>).**

Valores de $E$ e $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )		
Tipo de solo	$E_0$	$E$
Turfa	100 a 500	66 a 350
Argila molhada	1.500 a 4.000	990 a 2.200
Argila plástica	4.000 a 8.000	2.600 a 5.300
Argila endurecida – plástica	8.000 a 15.000	5.300 a 9.900
Areia solta	10.000 a 20.000	6.600 a 13.200
Areia compacta	50.000 a 80.000	33.000 a 53.000

**Fonte: Adaptado de Guidi (1991).**

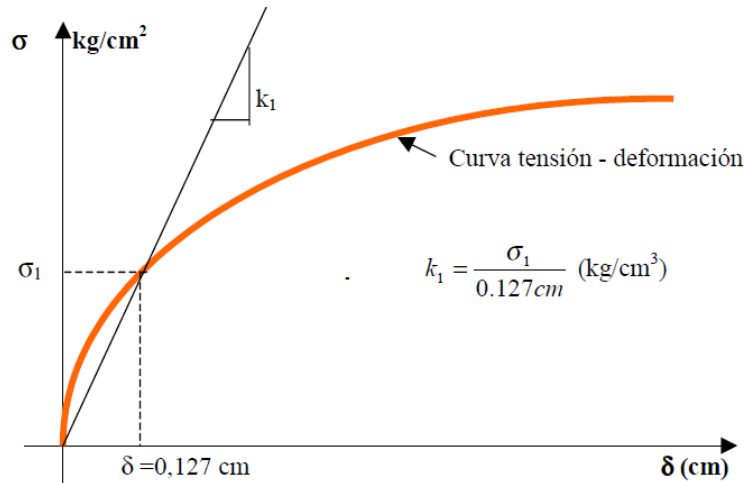
#### 4.4.2 Ensaio de placa

O módulo de reação vertical de um solo pode ser determinado através de um ensaio de placa, onde os resultados obtidos permitem traçar uma curva tensão x recalque que representa o comportamento da deformabilidade do solo.

Cintra *et al.* (2003) calculam este coeficiente ajustando o trecho inicial da curva tensão x recalque por uma reta. Leoni (1973) especifica que o módulo de reação vertical do solo pode ser obtido, através de um ensaio de placa, pela relação entre a tensão capaz de gerar um recalque de uma placa no terreno de 0,05” (0,127 cm) e este recalque, ou seja, este coeficiente é a

inclinação da reta que passa pela origem e pelo ponto da curva tensão x deformação que gera um recalque de 0,127 cm na placa, como mostrado na Figura 21.

**Figura 21 - Determinação do módulo de reação vertical do solo através de um ensaio de placa.**



Fonte: Leoni (1973).

Observa-se na Figura 21 que o módulo de reação vertical recebe o sub índice “1” junto a letra “k” ( $k_1$  ou  $k_{V1}$  ou ainda  $k_{V,placa}$ ) para indicar que este valor foi determinado através de um ensaio realizado com uma placa quadrada com 1’ (um pé) de lado.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), o módulo de reação vertical definido através de ensaios de placa precisa ser corrigido em função das dimensões e da forma da fundação real.

Para solos argilosos e sapata quadrada:

$$k_v = k_{v,placa} \left( \frac{B_p}{B_f} \right)^n \quad (42)$$

E para solos arenosos e sapata quadrada:

$$k_v = k_{v,placa} \left( \frac{B_f + 0,30}{2B_f} \right)^2 \quad (43)$$

Onde,

- $k_v$ : módulo de reação vertical do solo para a sapata;
- $k_{v,placa}$ : módulo de reação vertical do solo para a placa;
- $B_p$ : menor dimensão da placa, normalmente 30 cm (aproximadamente 1 pé);
- $B_f$ : menor dimensão da fundação;
- $n$ : coeficiente que varia de 0,5 a 0,7 em função da espessura da camada compressível abaixo da fundação. Se esta camada for menor que 4B, deve-se adotar o menor valor de  $n$  (VELLOSO E LOPES, 2011).

Para transformar o módulo de reação vertical de uma sapata quadrada para uma retangular utiliza-se a Equação (44).

$$k_{v,retangular} = \frac{2}{3} k_{v,quadrada} \left( 1 + \frac{B_f}{2L} \right) \quad (44)$$

Onde  $L$  é a maior dimensão da fundação.

Outra alternativa é transformar diretamente o módulo de reação vertical da placa para o da fundação real, por meio da Equação (45), onde são introduzidos os fatores de influência da geometria e rigidez da placa ( $I_{\rho,p}$ ) e da fundação ( $I_{\rho,f}$ ).

$$k_{v,f} = k_{v,p} \cdot \frac{B_p}{B_f} \cdot \frac{I_{\rho,p}}{I_{\rho,f}} \quad (45)$$

#### 4.4.3 Tabelas de valores típicos

Alguns autores estudaram o problema da ISE e propuseram módulos de reação vertical para diferentes tipos de solo. Estes valores devem ser utilizados quando não existirem dados precisos ou mesmo quando não forem realizados ensaios com o solo do local onde será executada a obra.

Ehlers (1962) propõe os valores apresentados na Tabela 6 a fim de obter o módulo de reação vertical de alguns tipos de solo de maneira aproximada.

**Tabela 6 - Módulo de reação vertical proposto por Ehlers (1962).**

Valores de $k_{v1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	
Turfa leve – solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada – solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

**Fonte: Adaptado de Ehlers (1962).**

Terzaghi (1956) sugere, para diferentes tipos de solo, os valores da Tabela 7 obtidos através de ensaios de placa quadrada com 30 cm de lado (norma americana). Para a fundação real devem ser aplicados coeficientes de correção de forma e dimensões (ANTONIAZZI, 2011).

**Tabela 7 - Valores do módulo de reação vertical proposto por Terzaghi (1956).**

Valores de $k_{v1}$ (kN/m <sup>3</sup> )			
Argilas	Rija	Muito rija	Dura
$q_u$ (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	>0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	>64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Medianamente compactas	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima do NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

**Fonte: Adaptado de Terzaghi (1956).**

Em que  $q_u$  é a resistência à compressão não-drenada.

Apesar do uso de tabelas de valores padronizados não ser a forma mais adequada para se obter o módulo de reação vertical do solo, devido à grande variabilidade de características que este material pode apresentar, é um indicativo da ordem de grandeza dos valores que podem ser utilizados. Além disso, adotar tais valores já seria consideravelmente melhor do que adotar a hipótese de apoios indeslocáveis para as fundações.

#### 4.4.4 Coeficientes de mola vertical de sapatas

O Método de Winkler permite relacionar o módulo de reação vertical do solo com a constante de mola do apoio elástico, ou coeficiente de apoio elástico ( $K_V$ ), através da relação apresentada pela Equação (46).

$$k_v = \frac{K_V}{A_{influência}} \quad (46)$$

Em que,

- $k_v$ : módulo de reação vertical do solo;
- $K_V$ : coeficiente de mola vertical;
- $A_{influência}$ : área de influência da mola. Ao considerar toda a sapata tem-se:  
 $A_{influência} = A_{sapata}$ .

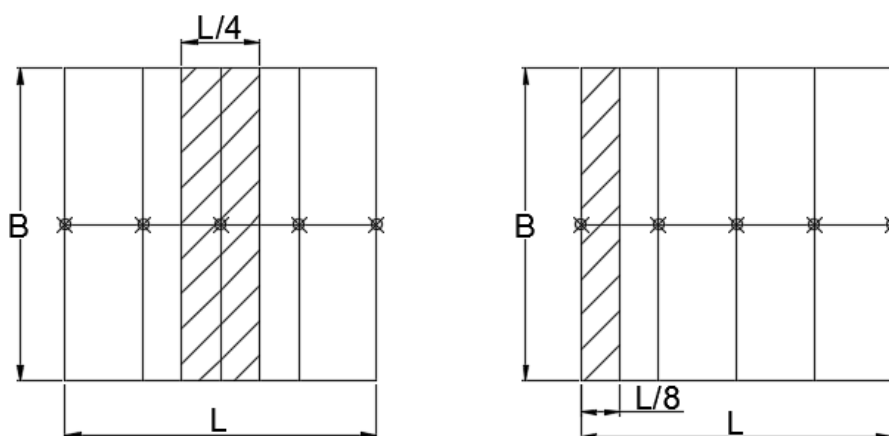
Nota-se que o coeficiente de mola vertical é diretamente proporcional ao módulo de reação vertical e a área de influência da mola, conforme pode ser observado na Equação (47).



$$K_V = k_v \cdot A_{influência} \quad (47)$$

A determinação da área de influência de cada mola pode ser realizada de maneira semelhante ao apresentado na Figura 22. Neste exemplo a sapata foi substituída por cinco molas de deslocamento vertical. Para analisar o comportamento da ISE apenas na direção vertical a sapata poderia ser substituída por uma única mola vertical, mas quando deseja-se avaliar a rigidez a rotação da fundação a discretização da sapata em mais elementos e consequentemente a adoção de mais molas para representar o solo gera um aperfeiçoamento do modelo.

**Figura 22 - Definição da área de influência para as molas intermediárias e de extremidade de sapatas.**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Na Equação (47) o módulo de reação vertical pode ser fornecido de algumas das diferentes formas apresentadas neste trabalho. De maneira analítica, pode-se substituir o módulo de reação vertical do solo encontrado adotando as preposições de Boussinesq (1885, *apud* CINTRA *et al.*, 2011), conforme apresentado no item 4.4.1 para solos considerados como um meio elástico homogêneo, obtendo o coeficiente de mola vertical por meio da Equação (48).

$$K_V = \left( \frac{E_s}{B[1 - \nu^2]I_\rho} \right) \cdot A_{influência} \quad (48)$$

Quando deseja-se avaliar o efeito do solo e inserir uma rigidez em termos de força e não de tensão é necessário transformar o módulo de reação vertical para uma unidade compatível com as cargas. Como o coeficiente de apoio elástico é diretamente relacionada com a carga proveniente da superestrutura, pode-se calcular os recalques relacionando de forma direta as reações de apoio com este coeficiente. Esta correlação é expressa na Equação (49).

$$\rho = \frac{P}{K_V} \quad (49)$$

Onde,

- $\rho$ : recalque da fundação;
- $P$ : reação de apoio na fundação;
- $K_V$ : coeficiente de apoio elástico ou coeficiente de mola vertical.

#### 4.4.5 Coeficientes de mola vertical de estacas

Ao carregar uma estaca verticalmente, o modo de transferência de carga irá depender das propriedades das camadas constituintes do maciço de solo, da geometria da estaca e também da magnitude da carga aplicada. A carga aplicada pode ser resistida inteiramente pelo atrito lateral existente entre a estaca e o solo, pela resistência de ponta ou ainda por uma combinação das duas. Cintra *et al.* (2011) sugerem considerar que toda a parcela de atrito lateral é mobilizada antes que haja um direcionamento de carga para a ponta da estaca. No entanto, devido aos fatores de segurança utilizados em fundações, na maioria dos casos a carga aplicada é até menor do que a resistência lateral da estaca.

Por esse motivo torna-se complexo determinar um coeficiente de mola vertical para a estaca. Ainda que possível, a mola utilizada deveria descrever um comportamento não linear que simulasse as diferentes respostas do solo dependendo do carregamento aplicado.

Uma simplificação é considerar apenas o encurtamento elástico da estaca desconsiderando a deformabilidade do solo. Além disso, considera-se que o esforço normal é constante na estaca e tem valor igual à carga aplicada no seu topo. Dessa forma, o encurtamento elástico seria o encurtamento de uma barra biarticulada carregada axialmente, conforme a Equação (50).

$$\rho_e = \frac{P \cdot L}{E_c \cdot A} \quad (50)$$

Onde,

- $\rho_e$ : encurtamento elástico da estaca;
- $P$ : carga aplicada na estaca;
- $L$ : comprimento da estaca;
- $E_c$ : módulo de elasticidade da estaca;
- $A$ : área da seção transversal do fuste da estaca.

Sabendo que o coeficiente de mola representa a rigidez da estaca ele pode ser descrito através da Equação (51).

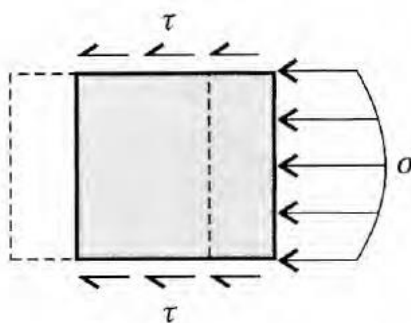
$$K_V = \frac{P}{\rho_e} = \frac{E_c \cdot A}{L} \quad (51)$$

#### 4.5 MÓDULO DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO

Assim como para os carregamentos verticais, as hipóteses de Winkler podem ser utilizadas para solos carregados horizontalmente. Esta situação é bastante comum em fundações por estacas e estruturas de contenção. Como o solo no entorno da estaca carregada horizontalmente estará comprimido de um lado e tracionado do outro, o lado tracionado do solo não irá acompanhar a estaca, já que os solos não resistem à tração. Sendo assim, os modelos de meio elástico contínuo não representam adequadamente o comportamento do solo para esta situação. A Hipótese de Winkler é, neste contexto, mais indicada para o estudo de solos carregados horizontalmente, no entanto, em algumas situações o solo apresenta rigidezes diferentes ao longo da profundidade e a utilização de molas lineares pode não ser adequada. Nesse caso a solução recomendada é através da elaboração de curvas p-y. Nestas curvas, a resposta do solo é observada para cada profundidade e relaciona a tensão aplicada ao deslocamento produzido nestes pontos.

Ao ser carregado horizontalmente, o solo resiste ao deslocamento horizontal através das tensões de compressão contra a face da estaca e por tensões cisalhantes em suas laterais, conforme apresentado na Figura 23. Para efeitos práticos, considera-se que as duas parcelas atuam na projeção frontal da estaca (Velloso e Lopes, 2011).

**Figura 23 - Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca.**



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

De acordo com a Hipótese de Winkler, o módulo de reação horizontal do solo ( $k_h$ ) é definido pela relação entre tensão do solo sobre a estaca e o deslocamento produzido na direção horizontal.

$$k_h = \frac{\sigma}{y} \quad (52)$$

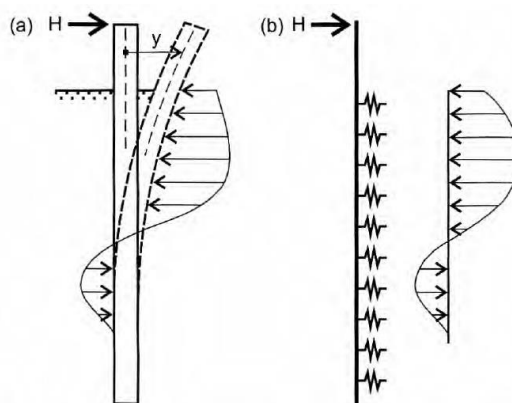
Em que,

- $k_h$ : módulo de reação horizontal do solo;
- $\sigma$ : tensão lateral aplicada na estaca;
- $y$ : deslocamento horizontal.

Além do módulo de reação horizontal expresso em termos de tensão e deslocamento, pode-se encontrar na literatura o valor multiplicado pelo diâmetro ou lado da estaca.

Segundo Christan (2012), aplicar o Método de Winkler para estacas carregadas horizontalmente é uma maneira bastante útil e eficaz, devido a sua simplicidade (Figura 24).

**Figura 24 - Modelo de Winkler para estacas (a) real e (b) molas.**



**Fonte: Velloso e Lopes (2011).**

Ao adotar esta hipótese pode-se descrever o problema através da Equação diferencial (53).

$$E_c \cdot I \left( \frac{d^4 y}{dz^4} \right) = \sigma = -k_h \cdot y \quad (53)$$

Em que  $E_c \cdot I$  é a rigidez à flexão da estaca. De acordo com Christan (2012), esta equação diferencial tem solução analítica apenas para  $k_h$  constante com a profundidade. No entanto, a maioria dos autores assume que  $k_h$  pode ser considerado constante para argilas pré-adensadas, mas varia linearmente para areias.

Para obtenção do módulo de reação horizontal podem ser utilizadas as correlações empíricas propostas por Terzaghi (1956). Para solos arenosos a correlação é dada pela Equação (54) e o coeficiente  $K_1$  é obtido através da Tabela 8.

$$k_h = K_1 \frac{z}{B} \quad (54)$$

Onde,

- $z$ : profundidade da fundação;
- $B$ : largura ou diâmetro da estaca ou tubulão.

**Tabela 8 - Valores de para  $K_1$  solos arenosos ( $\text{kN/m}^3$ ).**

Condição	Areia fofa	Areia média	Areia compacta
Seca ou saturada	2.000	7.000	18.000

Submersa	1.000	4.000	11.000
----------	-------	-------	--------

Fonte: Adaptado de Terzaghi (1956).

Para solos argilosos Terzaghi (1956) propõe a correlação da Equação (55) e o coeficiente  $K_1$  da Tabela 9.

$$k_h = 0,2 \frac{K_1}{B} \quad (55)$$

Tabela 9 - Valores de para  $K_1$  solos argilosos (kN/m<sup>3</sup>).

Condição	Argila mole	Argila média	Argila rija	Argila dura
Seca ou saturada	0 a 15.000	20.000	50.000	100.000

Fonte: Adaptado de Terzaghi (1956).

Após a obtenção do módulo de reação vertical Terzaghi (1956) assume que o módulo de reação horizontal pode ser obtido diretamente através de uma correlação com coeficiente de Poisson do solo, sugerido de 0,29 para solos arenosos e 0,40 para solos argilosos, por meio das Equação (56).

$$k_h = k_v \cdot \nu \quad (56)$$

Outras duas maneiras de encontrar o valor de  $k_h$  ao longo da profundidade, apresentadas por Velloso e Lopes (2011), são por meio das Equações (57) ou (58).

$$k_h = m_h \cdot z \quad (57)$$

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (58)$$

Onde,

- $m_h$ : taxa de crescimento do módulo de reação horizontal com a profundidade;
- $n_h$ : taxa de crescimento do módulo de reação horizontal com a profundidade incluindo a dimensão transversal da estaca ( $n_h = m_h \cdot B$ );
- $B$ : dimensão transversal da estaca (diâmetro de uma estaca circular ou lado de uma estaca quadrada).

Tanto o coeficiente  $m_h$ , quanto o  $n_h$  podem ser encontrados em tabelas confeccionadas por autores que já estudaram o problema. Velloso e Lopes (2011) apresentam a Tabela 10 com dados fornecidos por dois autores.

**Tabela 10 - Taxa de crescimento do módulo de reação horizontal com a profundidade para argilas e solos orgânicos moles.**

Tipo de solo	$n_h \left( \frac{kN}{m^3} \right)$	$m_h \left( \frac{kN}{m^4} \right)$
Solos orgânicos recentes (vasa, lodo, turfa, etc.)	1 a 10	15
Argila orgânica, sedimentos recentes	10 a 60	80
Argila siltosa mole, sedimentos consolidados (Normalmente adensados)	30 a 80	150

Fonte: Adaptado de Davisson (1970) e Miche (1930) *apud* Velloso e Lopes (2011).

Para argilas rijas sobreadensadas, Terzaghi (1956) indica que devem ser utilizados como módulo de reação horizontal os mesmos valores apresentados na Tabela 10. Já para as areias, a devem ser utilizadas as taxas de crescimento do módulo de reação horizontal expressas na Tabela 11.

**Tabela 11 - Taxa de crescimento do módulo de reação horizontal para areias (estacas de 30 cm de lado).**

Compacidade	$n_h \left( \frac{kN}{m^3} \right)$	
	Acima do NA	Abaixo do NA
Fofa	2.300	1.500
Medianamente compacta	7.100	4.400
Compacta	17.800	11.100

Fonte: Adaptado de Terzaghi (1956).

Para estacas com a dimensão transversal  $B$  deve-se multiplicar os valores da Tabela 11 por  $30 \text{ cm}/B$ , com  $B$  em centímetros.

#### 4.5.1 Coeficientes de mola horizontal

Assim como a rigidez vertical pode ser descrita em termos de tensão e de força, o mesmo ocorre para a rigidez horizontal. Os coeficientes de mola horizontais podem ser determinados através da Equação (59).

$$K_h = k_h \cdot A_{\text{influência}} \quad (59)$$

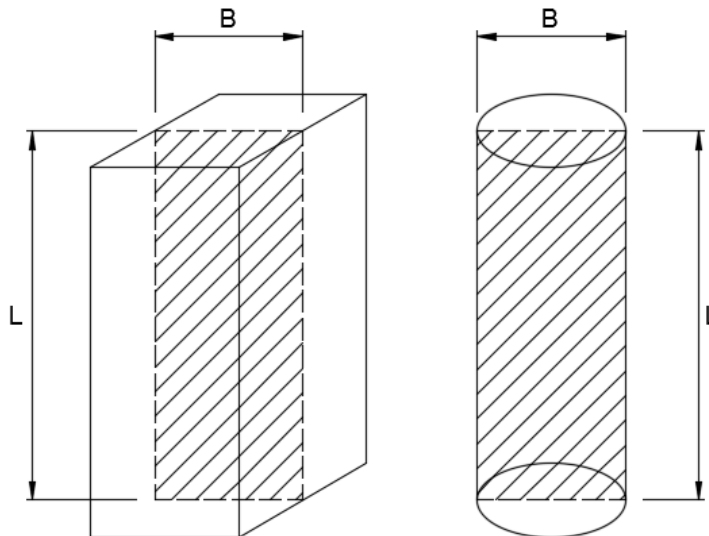
Em que,

- $K_h$ : coeficiente de mola vertical;
- $k_h$ : módulo de reação horizontal do solo;

- $A_{influência}$ : área de influência da mola.

A área de influência é definida com a área da projeção da estaca na direção do carregamento. Para uma análise de pórtico plano, esta área é composta por uma superfície ortogonal ao plano em que atuam os carregamentos da estrutura, conforme pode ser observado na Figura 25.

**Figura 25 - Área de influência das molas horizontais para estacas quadradas e circulares.**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

A dimensão  $L$  depende da quantidade de elementos de barra em que a estaca é discretizada. Para os modelos apresentados neste trabalho foi adotado  $L = 1,0 m$ . O coeficiente de mola obtido atuará no ponto central do elemento unitário da estaca. Logo, a área de influência para a mola horizontal será definida por meio da Equação (60).

$$A_{influência} = B \cdot L \quad (60)$$

Onde,

- $A_{influência}$ : área de influência da mola;
- $B$ : largura de uma estaca quadrada ou diâmetro de uma estaca circular;
- $L$ : comprimento do elemento de estaca discretizado.

#### 4.6 COEFICIENTE DE MOLA DE ROTAÇÃO DA FUNDAÇÃO

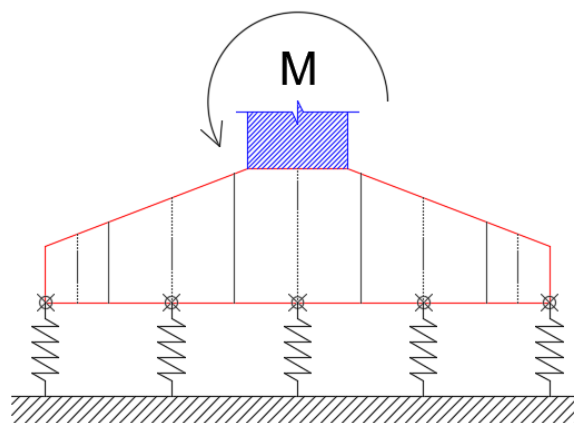
Em um pórtico plano existem três graus de liberdade para cada apoio, os deslocamentos verticais, horizontais e a rotação ou giro.

Para os deslocamentos verticais e horizontais definem-se constantes de mola ou coeficientes de apoio elástico que descrevem o comportamento da ISE nestas direções. Para a rotação que pode ocorrer na fundação também pode ser definida uma mola de rotação ou coeficiente de rigidez à rotação ( $K_\theta$ ). Este coeficiente pode ser definido através de uma correlação entre o momento fletor transferido da superestrutura para a fundação e o giro que ocorre neste ponto, através da Equação (61).

$$M = K_\theta \cdot \theta \leftrightarrow K_\theta = \frac{M}{\theta} \quad (61)$$

Para definir qual a rotação ( $\theta$ ) do ponto central da fundação é necessário modelar a fundação com suas dimensões reais. Para sapatas, quando a preocupação é unicamente com os deslocamentos verticais, os coeficientes de apoio elástico podem ser definidos considerando a área de influência da mola com sendo a própria área da sapata. Dessa forma, o solo é considerado como uma única mola localizada no centro da sapata. Porém para avaliar a rigidez à rotação, o efeito do solo deve ser considerado em toda a sua área. Assim sendo, deve-se realizar uma discretização da sapata de modo que o solo seja modelado como um conjunto de molas situadas nos nós de encontro dos elementos de sapata. Ao fazer isso, o coeficiente de apoio elástico ( $K_V$ ) deve ser definido para cada uma dessas molas considerando as áreas de influência dos pontos obtidos pela discretização da fundação. Quanto mais refinada for a malha discretizada, e, conseqüentemente maior o número de molas inseridas, melhor é a aproximação do solo. Um exemplo de determinação das áreas de influência para os nós da sapata é apresentado na Figura 22. A Figura 26 exemplifica o procedimento proposto para determinação do coeficiente de rigidez a rotação de sapatas.

**Figura 26 - Procedimento para determinação da rigidez a rotação de sapatas.**



**Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).**

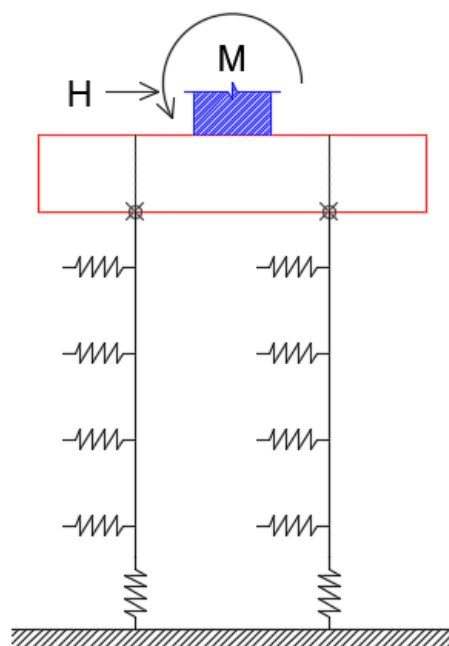
Ao utilizar um software de pórticos planos como o Ftool, onde só é permitido inserir elementos de barra com seção transversal constante, deve ser realizado um procedimento para



aproximar a fundação modelada neste programa da fundação real. Neste trabalho serão utilizadas as alturas médias dos elementos compreendidos na área de influência de cada mola vertical. Além disso, cada sapata será definida por 8 elementos de barra, de modo que o solo seja substituído por 5 molas de deslocamento vertical.

Para as estacas, além das molas verticais, é necessário inserir as molas horizontais no modelo. A determinação da rigidez a torção de fundações por estacas pode ser feita também por meio da Equação (61).

**Figura 27 - Procedimento para determinação da rigidez a rotação de estacas.**



**Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).**

As molas de deslocamento horizontal foram inseridas nos modelos de estacas acopladas a cada metro de solo, sendo estas posicionadas no centro de cada camada considerada.

## 5 PROGRAMAS COMERCIAIS

Com os avanços dos estudos que vêm ocorrendo na área, os principais *softwares* comerciais para cálculo estrutural do país: Eberick, TQS e CypeCAD passaram a considerar, ainda que de forma simplificada, os efeitos da ISE nos modelos estruturais. Apesar desses programas serem excelentes ferramentas de cálculo é necessário que as propriedades do solo sejam fornecidas de maneira condizente com a realidade.

### 5.1 EBERICK

O programa Eberick, desenvolvido pela empresa AltoQi, está atualmente na sua versão 10 e consiste em uma *software* para desenvolvimento de projetos estruturais de estruturas de concreto armado moldado *in-loco* ou pré-moldado, abrangendo as etapas de lançamento estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos. O programa utiliza modelos de pórtico espacial e realiza o dimensionamento e detalhamento de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Em relação a ISE o Eberick utiliza em seus modelos coeficientes de recalque vertical e horizontal, para dimensionamento de fundações tais como radier, sapata corrida e tubulões considerando o solo como um meio elástico e adotando as hipóteses de Winkler. Os módulos de reação do solo, tanto vertical, quanto horizontal devem ser inseridos como um dado de entrada pelo usuário. Além disso, devem ser fornecidos: a espessura da camada de solo e o coeficiente de Poisson. Vale destacar que o módulo de reação horizontal é calculado diretamente através de uma correlação entre o coeficiente de Poisson e o módulo de reação vertical do solo.

Para a obtenção do módulo de reação do solo o programa recomenda a realização de ensaios de placa com o solo do local onde a estrutura será executada. Ao realizar um ensaio, tem-se maior confiabilidade dos valores que estão sendo empregados para simular os efeitos da ISE. Quando não for possível a realização destes ensaios, pode-se optar pelo uso de tabelas ou correlações empíricas.

### 5.2 TQS

A empresa TQS é uma das maiores empresas de *softwares* para cálculo estrutural do país. O programa apresenta uma interface CAD direcionada para a engenharia para que o projetista defina a posição e as dimensões dos elementos estruturais e as ações que atuarão na estrutura. Com base no lançamento de dados o sistema gera os modelos matemáticos e faz o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais.

O sistema TQS possui um módulo específico para projeto de fundações e a consideração da ISE, denominado Sistema de Interação Solo-Estrutura (SISEs). Este sistema permite que o usuário determine os esforços solicitantes e os recalques da estrutura de maneira mais precisa

e exata, desde que as características do solo sejam inseridas de maneira adequada. As informações fluem de maneira mais harmoniosa entre o engenheiro estrutural e o geotécnico pois permite-se criar modelos com a estrutura de fundação acoplada a superestrutura.

O efeito do solo é simulado através de vínculos elásticos (coeficientes de reação vertical e horizontal – CRV e CRH) atrelados aos nós da estrutura. Assim como ocorre no Eberick, o SISEs obtém estes coeficientes através da teoria de Winkler, onde as características do solo são tratadas no programa para a obtenção dos coeficientes das molas.

Para fundações profundas, utiliza-se o método proposto por Aoki-Velloso para a obtenção dos coeficientes de recalque vertical e a capacidade de carga. O cálculo dos recalques verticais das estacas, considerando o bloco da estaca isolado, pode ser realizado segundo as teorias de Aoki-Lopes, Vesic, Mindlin e Steinbrenner. Para a obtenção dos coeficientes de reação horizontal o SISEs emprega o método preconizado por Waldemar Tietz.

Devido à grande variabilidade existente entre os solos e as incertezas a respeito da caracterização deste material, o SISEs sempre cria dois modelos estruturais, com os valores máximos e mínimos de módulo de reação que podem ser encontrados para o tipo de solo utilizado. Dessa forma determinam-se envoltórias de esforços e o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais é feito a partir destas envoltórias.

O SISEs foi implementado para trabalhar em conjunto com os sistemas CAD/TQS para projeto estrutural e devido a esta interação não é possível modelar, dimensionar e detalhar apenas a fundação, sendo necessário antes projetar a estrutura em um dos sistemas CAD/TQS.

Após modelar a superestrutura em um sistema CAD/TQS é gerado um arquivo que deve ser importado no SISEs para incorporação da superestrutura nas fundações. São então definidos os critérios de projeto e lançados os elementos de fundações e os dados geotécnicos do solo obtido por meio de sondagens (valores de  $N_{spt}$ , profundidade das camadas, tipo de solo, nível d'água, entre outros). Após o processamento desta estrutura é gerado um arquivo com extensão IFE (Interface Fundações Estrutura) para ser exportado novamente para o sistema CAD/TQS a fim de incorporar os efeitos da fundação no modelo da superestrutura.

Para as fundações diretas há uma discretização dos elementos de fundação em nós e barras acoplados ao modelo da superestrutura. Após a discretização são calculadas as molas verticais e horizontais para cada um dos nós da fundação. Para as estacas a discretização e obtenção das molas é feita de metro em metro.

### 5.3 CYPECAD

O CypeCAD é um programa comercial desenvolvido e distribuído pela empresa Multiplus para projeto estrutural em concreto armado, pré-moldado, protendido e misto de concreto e aço. Assim como o Eberick e o CAD/TQS o CypeCAD possui ferramentas para o lançamento, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais e permite a inserção de módulos de reação do solo para consideração da ISE no modelo.

Em relação a modelagem da ISE para este programa, não foram encontradas informações relevantes no site e materiais disponibilizados pela empresa desenvolvedora.

## 6 ESTADOS LIMITES

Para dimensionar tanto a superestrutura, quanto a infraestrutura de uma edificação é necessário utilizar os conceitos de estados limites. A NBR 8681 (ABNT, 2003) define como estados limites os momentos em que a estrutura deixa de apresentar o desempenho adequado de acordo com as finalidades da construção e podem ser estados limites últimos (ELU) ou estados limites de serviço (ELS).

Atualmente é muito comum que diferentes critérios de segurança sejam adotados para o dimensionamento dos elementos da superestrutura e as fundações. Em projetos estruturais a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta os critérios de segurança para que a superestrutura respeite os estados limites últimos considerando combinações de ações de cálculo e fatores de segurança parciais. No entanto, para o dimensionamento de fundações a NBR 6122 (ABNT, 1996) permite que o engenheiro geotécnico escolha se irá adotar critérios de segurança globais ou parciais. Na maioria das vezes é utilizado o método das tensões admissíveis, onde aplicam-se coeficientes de segurança globais sobre os valores dos esforços obtidos através de combinações de ações para a estrutura em serviço.

### 6.1 ESTADOS LIMITES PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 1996) o dimensionamento de fundações superficiais pode ser realizado de duas maneiras: utilizando o conceito de tensões admissíveis com fatores de segurança globais ou através da utilização de coeficientes de segurança parciais.

Para a metodologia que utiliza o conceito de tensões admissíveis, deve-se comparar a tensão admissível do solo com a tensão aplicada pelos esforços transmitidos da superestrutura para a fundação determinados através de uma combinação de ações em serviço ponderada por um fator de segurança global. Sendo assim, deve ser satisfeita a Inequação (62).

$$\sigma_{adm} \geq \frac{\sigma_r}{FS} \quad (62)$$

Onde,

- $\sigma_{adm}$ : tensão admissível (máxima tensão que pode ser aplicada no solo);
- $\sigma_r$ : capacidade de carga do solo sem fatores de ponderação das resistências;
- $FS$ : fator de segurança global.

Ao utilizar coeficientes de segurança parciais as ações de cálculo transmitidas das fundações para o solo para as combinações do ELU são comparadas às resistências de cálculo do solo obtidas pela minoração dos seus valores característicos. Para os métodos teóricos os valores característicos dos parâmetros de resistência do solo: coesão e ângulo de atrito são minorados pelos coeficientes de ponderação das resistências apresentados na Tabela 12.

**Tabela 12 - Coeficientes de ponderação das resistências.**

Parâmetro	In situ <sup>1</sup>	Laboratório	Correlações <sup>2</sup>
Tangente do ângulo de atrito interno	1,2	1,3	1,4
Coesão (estabilidade e empuxo de terra)	1,3	1,4	1,5
Coesão (capacidade de carga de fundações)	1,4	1,5	1,6

<sup>1</sup>Ensaio CPT, Palheta  
<sup>2</sup>Ensaio SPT, Dilatômetro

Fonte: Tabela 2 da NBR 6122 (ABNT, 1996).

A resistência de cálculo de um elemento de fundação também pode ser calculada a partir de provas de carga, métodos semiempíricos ou empíricos ou métodos teóricos. Para as provas de carga deve ser utilizado o terceiro coeficiente da Tabela 13. Nos métodos semiempíricos e empíricos utilizam-se um dos dois primeiros coeficientes dependendo do tipo de fundação. Os métodos teóricos já utilizam coeficientes de segurança parciais ao minorar os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, logo o valor encontrado ao utilizar um método teórico já é a resistência de cálculo.

**Tabela 13 - Coeficientes de ponderação das resistências.**

Condição	Coeficiente
Fundação superficial (sem prova de carga)	2,2
Fundação profunda (sem prova de carga)	1,5
Fundação com prova de carga	1,2

Fonte: Tabela 3 da NBR 6122 (ABNT, 1996).

Segundo Cintra *et al.* (2011) esta filosofia de projeto é de amplo conhecimento e aplicação dos engenheiros de estruturas e compara a resistência de cálculo com solicitação de cálculo, conforme apresentado na Inequação (63).

$$\sigma_{rd} = \frac{\sigma_{rk}}{\gamma_m} \geq \sigma_d = \sigma_k \cdot \gamma_f \quad (63)$$

Em que,

- $\sigma_{rd}$  e  $\sigma_{rk}$ : capacidade de carga de cálculo e característica;
- $\sigma_d$  e  $\sigma_k$ : tensões de cálculo e característica aplicadas no solo;
- $\gamma_m$  e  $\gamma_f$ : fatores de segurança parciais.

Para a filosofia de coeficientes de segurança parciais conclui-se que a geometria das fundações deve ser determinada de modo que a tensão de cálculo não ultrapasse a capacidade de carga de cálculo.

Além da verificação do ELU deve ser feita uma análise de deformações calculando os deslocamentos da fundação submetida aos esforços provenientes da superestrutura resultantes de uma combinação do estado limite de serviço. Os deslocamentos estimados devem ser

suportados pela estrutura sem danos que prejudiquem a sua utilização e devem estar dentro de limites aceitáveis, tanto em termos de recalques totais, quanto recalques diferenciais. Quando os recalques ultrapassam os limites estabelecidos a tensão admissível do solo passa a ser definida pela limitação de recalque e não pela resistência do solo (NBR 6122, ABNT, 1996). O fato do dimensionamento de fundações exigir uma verificação dos recalques para a combinação de ações em serviço é outro fator que colabora para a adoção do método das tensões admissíveis pelos engenheiros geotécnicos, visto que os carregamentos utilizados são obtidos pela mesma combinação de ações.

Independente da metodologia de projeto utilizada Cintra *et al.* (2011) recomendam a complementação do projeto com uma análise de confiabilidade para verificação da probabilidade de ruína das fundações. Mesmo atendendo os critérios de segurança globais ou parciais pode ocorrer uma probabilidade de ruína inaceitável, o que implicaria em ter que adotar coeficientes de segurança maiores.

## 6.2 ESTADOS LIMITES PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Para as fundações profundas podem ser utilizadas as mesmas metodologias citadas para as fundações superficiais, podendo ser utilizados fatores de segurança globais ou parciais. A carga admissível de uma fundação profunda, como por exemplo as estacas, deve ser definida do ponto de vista geotécnico e estrutural.

Do ponto de vista geotécnico a carga admissível será a menor entre as duas cargas determinadas para a segurança à ruptura e análise dos recalques admissíveis. Ambos os parâmetros, resistência e recalques podem ser obtidos através de provas de carga, métodos teóricos ou semiempíricos.



## 7 PROGRAMA ISE MEH SAPATAS

O ISE MEH Sapatas (Interação solo-estrutura em meio elástico homogêneo para sapatas) foi desenvolvido para prever os recalques, determinar os módulos de reação vertical do solo e os coeficientes de mola vertical para sapatas em três situações: camada semi-infinita, camada finita ou multicamadas. Sendo assim, foi utilizado diretamente na determinação dos parâmetros de rigidez das fundações inseridos nos modelos desenvolvidos para sapatas.

O programa foi implementado exclusivamente para este trabalho e possui apenas fins acadêmicos. Qualquer uso indevido da ferramenta não é de responsabilidade do desenvolvedor do programa. A Figura 28 apresenta a janela inicial do *software*.

Figura 28 - Tela inicial do ISE MEH.



Fonte: Programa ISE MEH Sapatas desenvolvido pelo Autor (2016).

A capacidade de programar auxilia na resolução de problemas de maneira mais simples e rápida. Apesar do tempo necessário para elaborar a interface gráfica e implementar as rotinas computacionais para dar funcionalidade ao programa, após a sua compilação e validação, há um ganho enorme de agilidade na obtenção dos resultados.

### 7.1 ORGANIZAÇÃO DO PROGRAMA

O programa é organizado em métodos com o objetivo de melhor organizar a solução dos problemas. A seguir será melhor explicado qual a função e como funciona cada uma destes métodos.



### 7.1.1 Definir variáveis

Este método tem por objetivo buscar todos os dados fornecidos pelo usuário através dos campos de texto e listas de escolhas e salvá-las em variáveis dentro do programa. Entre essas variáveis pode-se citar: constante  $\pi$ , carga na sapata, propriedades do solo como: coeficiente de Poisson,  $\alpha$ ,  $K$ ,  $N_{spt}$ , e espessura da camada; propriedades geométricas da sapata como: largura da base (quadrada ou retangular) ou diâmetro (circular), dimensões do pilar, altura total da sapata, altura do trecho reto, embutimento e  $I_p$ . Devem também ser fornecidos os fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ . A área da sapata é automaticamente calculada com base no tipo de sapata e dimensões fornecidas pelo usuário. Por fim, pela relação  $P/A$  é calculada a tensão média no contato da sapata com o solo.

### 7.1.2 Calcular camada semi-infinita

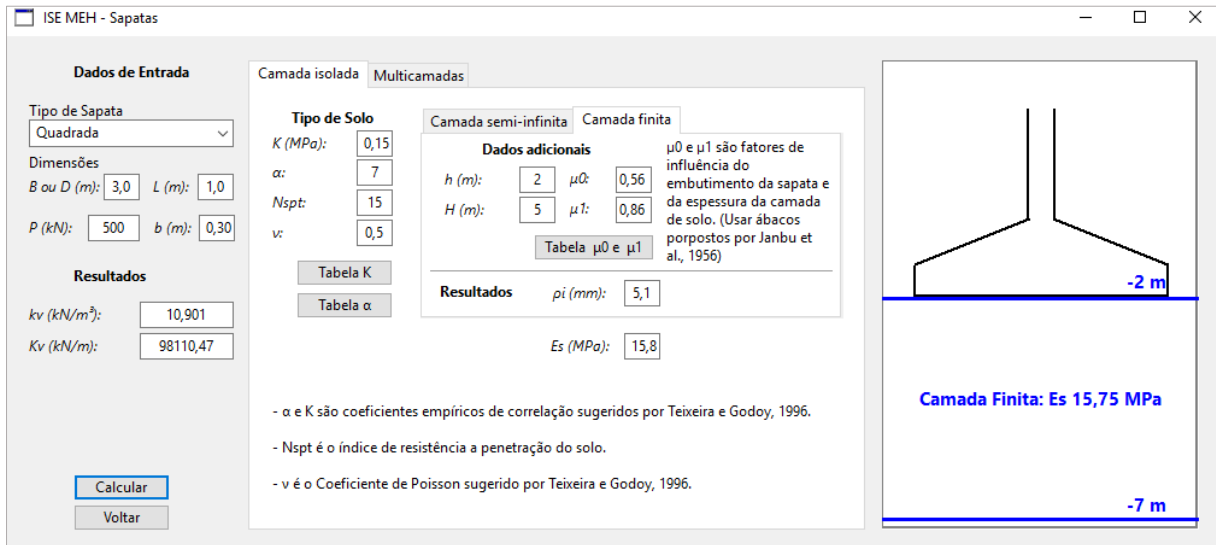
Neste método é seguida a metodologia apresentada no item 3.2.1 para previsão dos recalques em camada semi-infinita. A primeira linha do método executa o método “Definir variáveis”, para que todos os dados necessários para o cálculo já estejam armazenados no programa. Depois o recalque, módulo de reação vertical e coeficiente de mola vertical são calculados e os resultados apresentados em campos de texto dispostos na janela do programa. Além disso calcula e apresenta o módulo de reação vertical e o coeficiente de apoio elástico.

O método é ativado sempre que estiver com a aba de camada semi-infinita aberta no programa e clicar no botão “Calcular”.

### 7.1.3 Calcular camada finita

O programa desenvolvido utiliza o mesmo procedimento apresentado no item 3.2.2. A estrutura do programa e apresentação dos resultados podem ser observados na Figura 29. Na lateral esquerda da janela são inseridos os dados de entrada que são utilizados em todas as partes do programa e também os resultados para o módulo de reação vertical do solo e o coeficiente de apoio elástico para a fundação proposta. Já na parte central, são fornecidos alguns dados de entrada adicionais que dependem do método que está sendo utilizado para caracterizar o solo. Alguns coeficientes que devem ser fornecidos podem ter seus valores consultados em tabelas disponíveis no próprio programa. Na lateral direita é apresentado um modelo da fundação e as propriedades do solo.

**Figura 29 - Resultados do ISE MEH Sapatas para camada finita.**

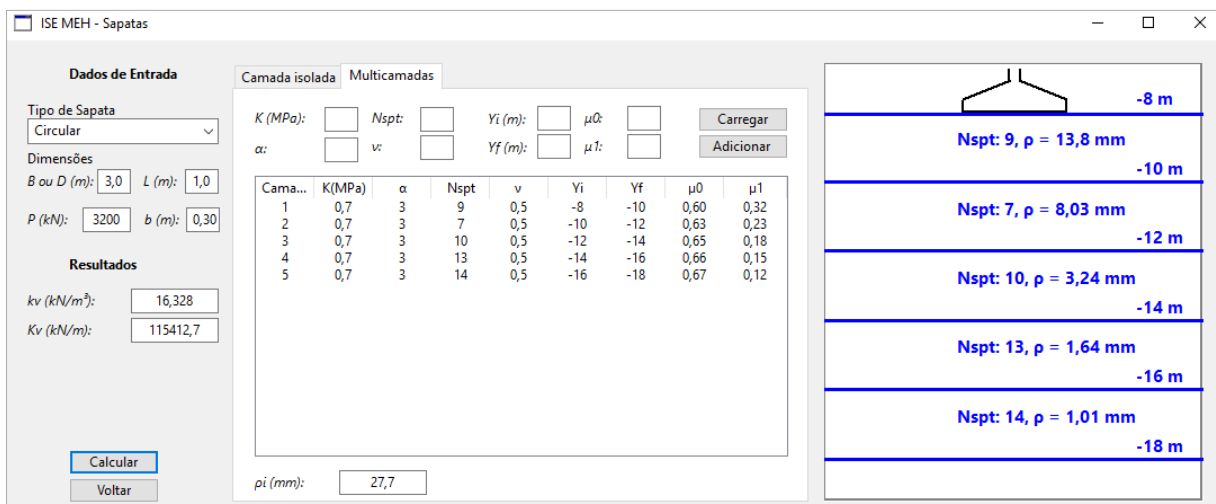


**Fonte: Programa ISE MEH Sapatas desenvolvido pelo Autor (2016).**

### 7.1.4 Calcular multicamadas

Para a previsão dos recalques para o caso de um solo constituído por diferentes camadas foi utilizado no ISE MEH Sapatas o método das sapatas fictícias, descrito no item 3.2.3.2. Neste método os recalques são calculados para cada uma das camadas e, por fim, é realizado um somatório para obtenção do recalque total da fundação.

**Figura 30 - Resultados do ISE MEH Sapatas para multicamadas.**



**Fonte: Programa ISE MEH Sapatas desenvolvido pelo Autor (2016).**

Diferentemente do caso de camada finita em que os dados eram armazenados em variáveis definidas no programa, para a situação de multicamadas existem vários dados que devem ser armazenados dados para cada uma delas. Sendo assim, o armazenamento deixa de ser feito através de variáveis simples e passa a ser realizado em vetores. Existem, portanto, um vetor para armazenar cada uma das seguintes informações das camadas:  $\alpha$ ,  $K$ ,  $N_{spt}$ ,  $\nu$ , cotas inicial e final da camada,  $\mu_0$  e  $\mu_1$ . Estas informações são armazenadas nos vetores após serem buscadas em uma tabela de dados que pode ser preenchida manualmente pelo usuário, inserindo dado por dado, ou através do *upload* de um arquivo de texto que contenha todas essas informações separadas por linhas e ponto e vírgulas.

A partir destes dados de entrada o programa calcula e armazena também em vetores os seguintes resultados: módulo de deformabilidade, área da sapata fictícia, tensão na cota de início da camada e o recalque de cada camada.

Por fim, são somados todos os recalques do vetor de recalques das camadas, com o objetivo de obter o recalque total da fundação. Ainda são calculados e apresentados o módulo de reação vertical e o coeficiente de mola vertical para a sapata.

## 8 EXEMPLOS NUMÉRICOS

Neste capítulo são apresentados os exemplos numéricos e modelos que foram estudados neste trabalho para análise posterior dos resultados. Serão avaliados modelos com diferentes tipos de solo e também serão estudados os efeitos do tipo de fundação (superficial ou profunda) no modelo estrutural da superestrutura.

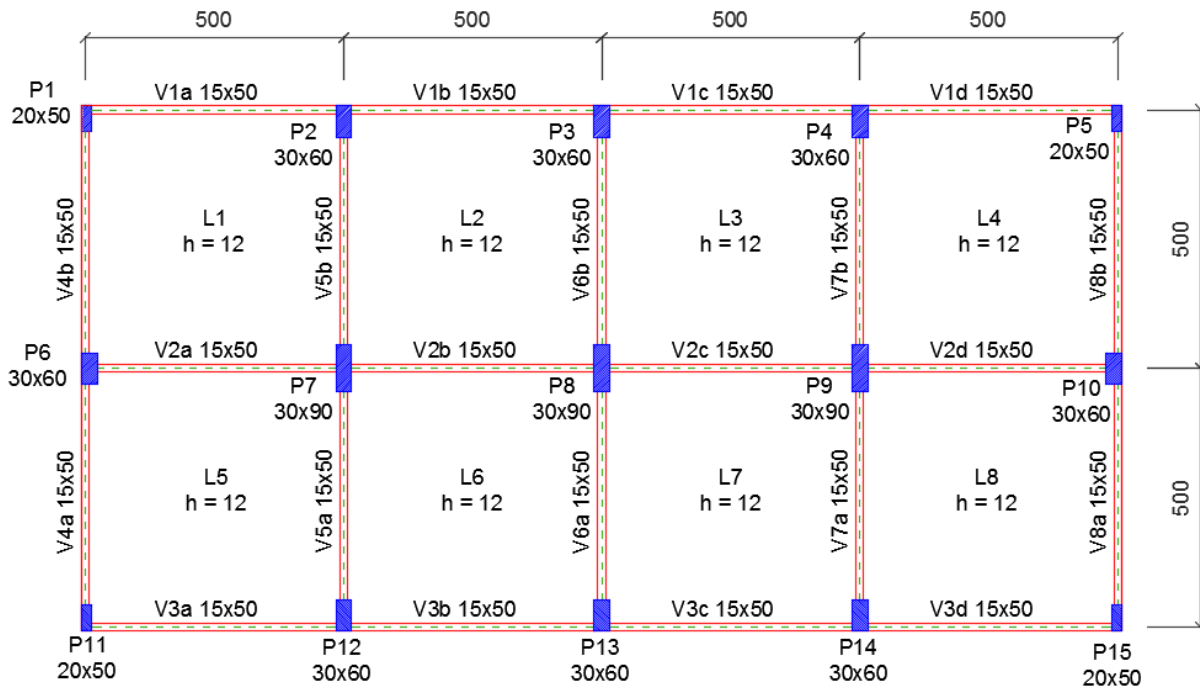
### 8.1 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

Para os estudos a seguir será considerado um pórtico constituído por 12 andares (térreo, 10 pavimentos tipo e a cobertura). A edificação será utilizada para fins comerciais e estará localizada na região urbana do município de Biguaçu, sendo esta pertencente à Classe de Agressividade Ambiental II (CAA II - Moderada), conforme a Tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Para esta classe de agressividade ambiental devem ser respeitados os limites estabelecidos pela Tabela 7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e, portanto, será utilizado nesta estrutura o concreto C25 com  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  e relação  $a/c \leq 0,60$ . Além disso, de acordo com a Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) devem ser respeitados os cobrimentos mínimos  $c = 3 \text{ cm}$  (para vigas e pilares) e  $c = 2,5 \text{ cm}$  (para lajes).

Considerando que os agregados utilizados na produção dos concretos da região é granito e para  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ , o módulo de elasticidade do concreto foi  $E_{ci} = 28.000 \text{ MPa}$  e  $E_{cs} = 24.000 \text{ MPa}$ , conforme apresentado na Tabela 8.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). O mesmo concreto será utilizado para as vigas, pilares e lajes.

A planta da edificação de estudo já com as dimensões dos elementos definidas está apresentada na Figura 31. A definição das dimensões das vigas, pilares e lajes foi realizada em uma etapa de pré-dimensionamento descrita no APÊNDICE C – PRÉ-DIMENSIONAMENTO.

**Figura 31 - Planta baixa da edificação (com dimensões definidas).**

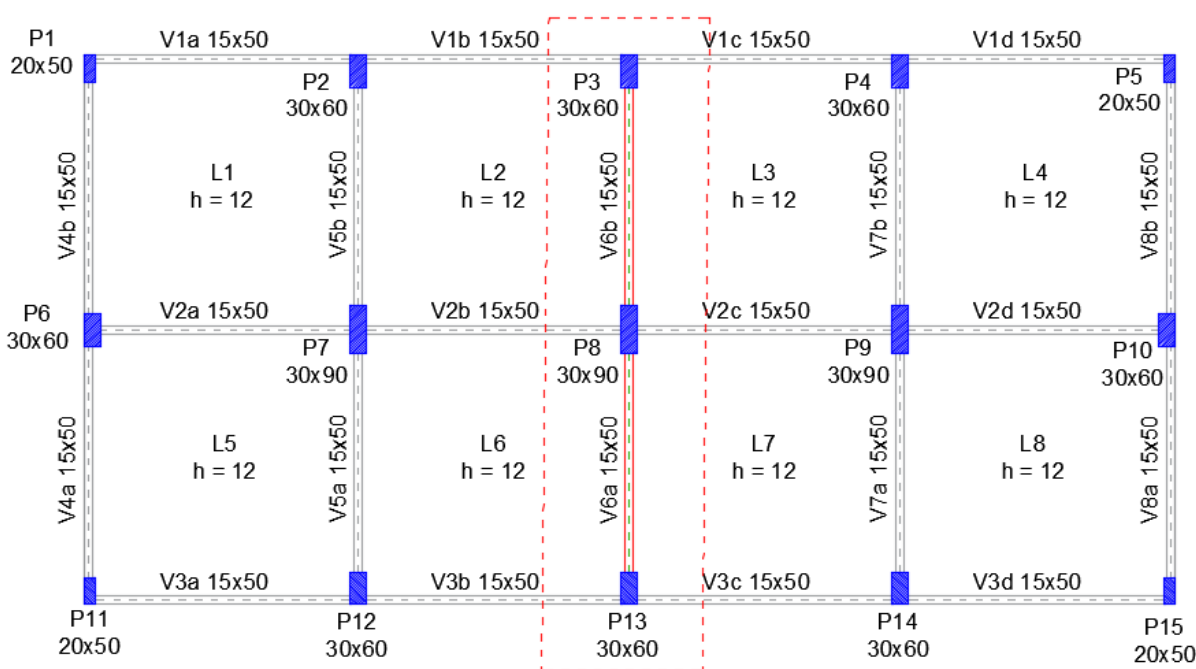


Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

## 8.2 PÓRTICO DE ESTUDO

Para os modelos elaborados neste trabalho será considerado o pórtico transversal da estrutura formado pelos pilares P3, P8 e P13 unidos pelos tramos de viga V6a e V6b, conforme apresentado na Figura 32.

Figura 32 - Pórtico de estudo em destaque.

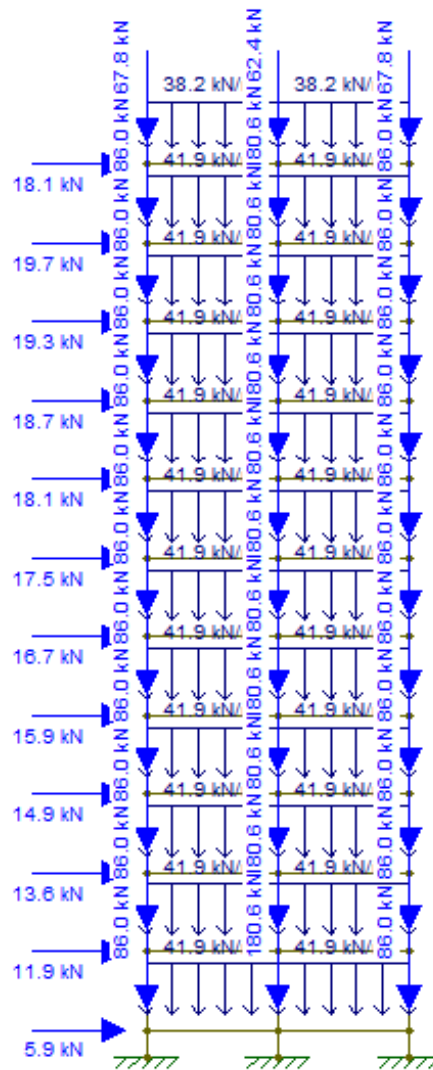


Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Os carregamentos atuantes da estrutura foram determinados de acordo com as normas NBR 8681 (ABNT, 2003) para as solicitações verticais e NBR 6123 (ABNT, 1988) para as solicitações horizontais devido ao vento. A definição de cada um desses carregamentos, bem como a combinação de cálculo utilizada para comparação dos esforços solicitantes e verificação da estabilidade global dos modelos desenvolvidos encontram-se no APÊNDICE D – DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA. Os procedimentos utilizados para verificação da estabilidade global dos modelos estão apresentados no APÊNDICE B – ESTABILIDADE GLOBAL.

A Figura 33 apresenta os valores das ações para combinação de carregamentos de cálculo que considera a ação do vento. Para a combinação sem vento basta considerar apenas os carregamentos verticais apresentados nesta figura.

**Figura 33 - Carregamento para análise da estabilidade global através do coeficiente  $\gamma_z$ .**



Fonte: Software Ftool (2016).

Para a determinação das dimensões e geometria dos elementos de fundação foram utilizadas as reações de apoio calculadas para uma combinação de ações em serviço, que utiliza os valores característicos das ações, ou seja, não considera os fatores de majoração das cargas. Sendo assim, as reações de apoio para a definição das dimensões das fundações foram obtidas de forma simplificada dividindo os valores de cálculo pelo coeficiente de majoração das cargas utilizado de 1,4. Ao considerar os valores característicos das ações utilizou-se o método das tensões admissíveis para a definição da geometria dos elementos de fundação. Além disso, estes elementos foram dimensionados para atender os critérios de segurança para a combinação de ações mais desfavorável. Dessa forma, avaliaram-se as combinações de ações sem vento e também considerando o vento atuando em cada um dos lados da estrutura.

### 8.3 MODELOS DESENVOLVIDOS

Para atingir os objetivos específicos apresentados no item 1.2.2 deste trabalho as estruturas foram modeladas de diversas maneiras, através de modelos com e sem ISE.

As modelagens que consideram a ISE foram feitas acoplando as fundações à estrutura, onde foram propostos modelos que substituem o solo por um conjunto de molas que representam a sua rigidez. Também foram propostos modelos mais simples em relação aos modelos de fundação acoplada a superestrutura com o intuito de avaliar o grau de sofisticação necessário para que os modelos apresentassem bons resultados.

Com o intuito de estudar a sensibilidade da ISE em relação variação do número de pavimentos foi proposta uma nova estrutura, semelhante a anterior, mas com 6 pavimentos. Uma edificação mais baixa foi escolhida por normalmente ser mais comumente executada sobre fundações diretas.

Uma lista com os modelos desenvolvidos e a nomenclatura adotada é apresentada na Tabela 14. Esta nomenclatura foi escolhida para facilitar a compreensão das análises de resultados.

**Tabela 14 - Modelos desenvolvidos.**

<b>Modelo</b>	<b>Descrição</b>
12-ENG	Estrutura de 12 pavimentos com apoios indeslocáveis.
12-SA	Estrutura de 12 pavimentos com sapatas acopladas à estrutura.
12-MVMR-S	Estrutura de 12 pavimentos com as sapatas substituídas por conjuntos de molas.
12-MVRL-S	Estrutura de 12 pavimentos com mola vertical e rotação livre para sapatas.
12-MVRI-S	Estrutura de 12 pavimentos com mola vertical e rotação impedida para sapatas.
12-EA	Estrutura de 12 pavimentos com blocos e estacas acoplados à estrutura.
12-B	Estrutura de 12 pavimentos com blocos sobre molas devido ao encurtamento elástico da estaca.
12- MVMR-B	Estrutura de 12 pavimentos com blocos e estacas substituídos por conjuntos de molas.
12-MVMR-S-S/B	Estrutura de 12 pavimentos com as sapatas substituídas por conjuntos de molas, mas sem vigas de baldrame.
6-ENG	Estrutura de 6 pavimentos com apoios indeslocáveis.
6-SA	Estrutura de 6 pavimentos com sapatas acopladas à estrutura.
6-MVMR-S	Estrutura de 6 pavimentos com as sapatas substituídas por conjuntos de molas.
6-MVRL-S	Estrutura de 6 pavimentos com mola vertical e rotação livre.
6-MVRI-S	Estrutura de 6 pavimentos com mola vertical e rotação impedido.
6-MVMR-S-S/B	Estrutura de 6 pavimentos com as sapatas substituídas por conjuntos de molas, mas sem vigas de baldrame.
6-SA-SBR	Estrutura de 6 pavimentos com as sapatas modeladas sobre molas definidas considerando um solo de baixa resistência.

**Fonte: Elaborada pelo Autor.**



Os modelos com inicial “12” dizem respeito à estrutura de 12 pavimentos e os de inicial “6” estão relacionados a estrutura de 6 pavimentos. As siglas utilizadas possuem os seguintes significados:

- ENG: apoios engastados;
- SA: sapata acoplada;
- MVMR (S ou B): mola vertical e mola de rotação para sapatas (S) ou blocos de estacas (B);
- MVRL (S ou B): mola vertical e rotação livre para sapatas (S) ou blocos de estacas (B);
- MVRI (S ou B): mola vertical e rotação impedida para sapatas (S) ou blocos de estacas (B);
- S/B: modelo sem vigas de baldrame;
- SBR: solo de baixa resistência.

### 8.3.1 Modelo 12-ENG

Neste modelo a estrutura de 12 pavimentos foi considerada engastada em todos os seus apoios. A configuração da estrutura para este modelo, bem como os carregamentos aplicados para determinação dos esforços e do  $\gamma_z$  podem ser observados no item 8.2. Vale destacar que para verificação da estabilidade global, as vigas foram inseridas em todos os modelos com suas áreas multiplicadas por 1.000 (mil) para simular o efeito das lajes dos pavimentos, sendo que estas funcionam como diafragmas rígidos que uniformizam os deslocamentos da estrutura.

Para este modelo foi encontrado  $\gamma_z = 1,176$ , com um deslocamento no topo de 11,02 cm. Normalmente o valor de  $\gamma_z$  é apresentado apenas com duas casas decimais, mais neste trabalho optou-se por apresentá-lo com três casas decimais para facilitar a percepção da variação de seu valor de um modelo para o outro.

Os resultados encontrados para os esforços internos, reações de apoio e deslocamentos verticais de todos os modelos são apresentados no item 9.

### 8.3.2 Modelo 12-SA

Para a elaboração deste modelo tornou-se necessário definir as dimensões das sapatas de modo que fosse respeitada a tensão admissível do solo. O solo foi considerado como sendo uma argila dura. Para solos argilosos, a NBR 6122 (ABNT, 1996) permite que seja utilizada como tensão admissível do solo a tensão básica apresentada na Tabela 4 desta norma, desde que a área da sapata seja inferior a 10m<sup>2</sup>. Para sapatas com área maior que 10 m<sup>2</sup>, deve ser considerada a redução apresentada pela Equação (64).

$$\sigma_{adm} = \sigma_0(10/A)^{1/2} \quad (64)$$

Onde,

- $\sigma_{adm}$ : tensão admissível do solo para sapatas com mais de 10 m<sup>2</sup>;
- $\sigma_0$ : tensão básica (Tabela 25);
- $A$ : área da fundação.

A utilização desta tabela deve ser feita após uma etapa de caracterização do solo e deve ser restrita a cargas não superiores a 1.000 kN por pilar. Para a estrutura analisada esta restrição não é atendida, visto que as reações de apoio são da ordem de 2.000 kN nos pilares de extremidade e 4.500 kN no pilar central. Mesmo assim, por praticidade será adotada esta simplificação no estudo.

Além disso, na versão de 2010 esta tabela foi retirada da norma para evitar que projetos de fundações sejam realizados de maneira equivocada, visto que a tabela apresenta apenas valores para alguns tipos de solos e em determinada situação de carregamento. O ideal é que sempre sejam realizados estudos mais detalhados acerca da resistência do solo, levando em consideração seus parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito.

Para sapatas submetidas a carga centrada e momento fletor, deve ser satisfeita a Inequação (65).

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{1,05 \cdot N_k}{A} + \frac{M_k}{W} \leq \sigma_{adm} \quad (65)$$

Em que,

- $\sigma_{m\acute{a}x}$ : tensão máxima aplicada no solo;
- $N_k$ : esforço normal característico para o modelo 12-ENG, estimado em  $N_k = \frac{N_d}{1,4}$ , para a pior situação de cálculo;
- $A$ : área da fundação;
- $M_k$ : momento fletor característico para o modelo 12-ENG, estimado em  $M_k = M_d/1,4$ , para a pior situação de cálculo;
- $W$ : módulo resistente da fundação dado por  $W = B \cdot L^2/6$ ;
- $\sigma_{adm}$ : tensão admissível do solo.

Para atender a condição de abas iguais calculam-se as dimensões da sapata através das Equações (66) e (67).

$$L = \frac{L_p - B_p}{2} + \sqrt{\frac{(L_p - B_p)^2}{4} + A} \quad (66)$$

$$B = \frac{A}{L} \quad (67)$$

Onde,

- $L$ : maior dimensão da sapata;
- $L_p$ : maior dimensão do pilar;

- $B_p$ : menor dimensão do pilar;
- $A$ : área da sapata;
- $B$ : menor dimensão da sapata.

A definição das dimensões das sapatas foi realizada através de um processo iterativo em que a área inicial foi definida desconsiderando o momento fletor aplicado, logo  $A = \frac{1,05.N_k}{\sigma_{adm}}$ . As dimensões finais e verificações para cada sapata são apresentadas na Tabela 15.

**Tabela 15 - Determinação das dimensões das sapatas.**

Sapata	$1,05.N_k$ (kN)	$M_k$ (kNm)	$B_p$ (m)	$L_p$ (m)	$B$ (m)	$L$ (m)	$A$ (m)	$\sigma_{adm}$ (kPa)	$\sigma_{máx}$ (kPa)
S3	1.937,6	131,4	0,30	0,60	2,50	2,80	7,00	300,0	290,1
S8	3.434,8	376,0	0,30	0,90	3,90	4,50	17,55	226,5	224,3
S13	1.937,6	131,4	0,30	0,60	2,50	2,80	7,00	300,0	290,1

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

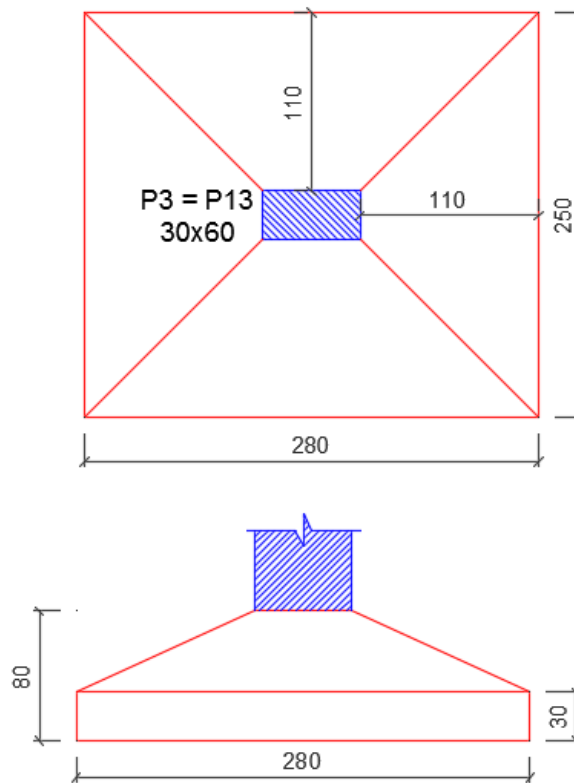
Para que não haja esforço de tração no diagrama de tensões transmitidas da sapata para o solo é necessário que a excentricidade  $e = \frac{M_k}{1,05.N_k}$  seja menor do que  $L/6$ , ou seja, que a força resultante atue em um ponto dentro do núcleo central da sapata. Para todas as sapatas esta condição foi atendida.

Para atender as hipóteses de sapatas rígidas a NBR 6122 (ABNT, 1996) recomenda que a altura total e inicial das sapatas atenda as Equações (68) e (69).

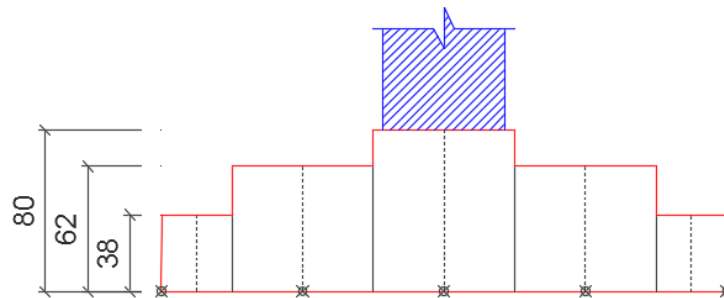
$$h \geq \frac{L - L_p}{3} \quad (68)$$

$$h_0 \geq 0,4.h \quad (69)$$

Para inserção da sapata no modelo definido no Ftool, as sapatas foram divididas em 8 elementos de barra, sendo a altura de cada um a altura média de cada 2 elementos.

**Figura 34 - Dimensões das sapatas S3 e S13.**

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

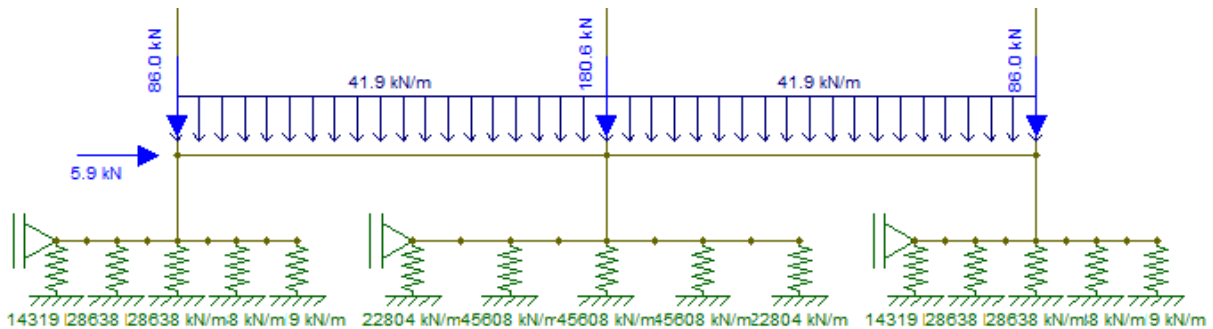
**Figura 35 - Simplificação para tornar as seções transversais constantes para cada elemento de barra.**

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

O mesmo procedimento foi realizado para a sapata 8, que ficou com altura inicial de 0,50 m e altura total de 1,20 m. As alturas médias intermediárias foram de 0,61 m e 0,94 m. A seguir foram definidas as constantes de mola para 5 pontos da base da sapata, considerando as áreas de influência e os procedimentos apresentados no item 4.4.4. O módulo de reação vertical do solo para cada sapata foi calculado através da Equação (70) deduzida a partir das Equações (40) e (44). O solo considerado é um meio elástico homogêneo constituído de argila dura com as seguintes características:  $N_{spt} = 30$ ,  $\nu = 0,5$  e  $E_s = \alpha KN_{spt} = 7.0,15.20 = 31,5 \text{ MPa}$ . A Figura 36 apresenta as sapatas modeladas de maneira acoplada à estrutura.

$$k_{v,ret} = k_{v,quad} \cdot \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \left( 1 + \frac{B}{2L} \right) \right] = \left[ \frac{E_s}{B[1 - \nu^2]I_\rho} \right] \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \left( 1 + \frac{B}{2L} \right) \right] \quad (70)$$

Figura 36 - Modelagem das sapatas acopladas à estrutura.



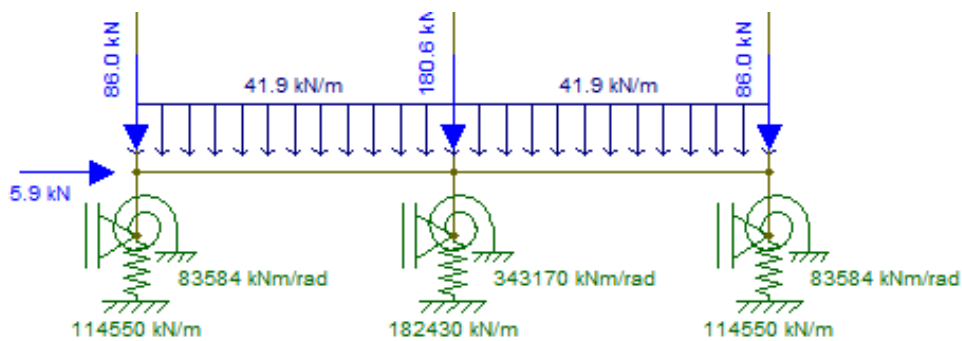
Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Este modelo é o primeiro a inserir uma alternativa de modelagem para a ISE e com esta configuração o valor do  $\gamma_z$  obtido foi de 1,221 e o deslocamento do topo passou de 11,02 cm para 13,25 cm. Percebe-se que o valor obtido não foi igual ao encontrado para a hipótese de apoios rígidos.

### 8.3.3 Modelos 12-MVMR-S, 12-MVRL-S e 12-MVRI-S

Uma maneira simplificada de inserir os efeitos da ISE na estrutura é substituir seus vínculos por molas que restringem parcialmente ou movimentos de translação e rotação destes pontos. Para isso, cada sapata foi modelada isoladamente a fim de obter os coeficientes de mola vertical e de rotação que as representem. Estes coeficientes foram definidos seguindo os procedimentos apresentados nos itens 4.4.4 (para molas verticais) e 4.6 (para molas de rotação).

Figura 37 - Substituição das sapatas por um conjunto de molas (Modelo 12-MVMR-S).



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Ao substituir as sapatas acopladas à estrutura por um conjunto de molas equivalentes, o valor de  $\gamma_z$  encontrado no modelo 12-MVMR-S foi exatamente o mesmo que no modelo 12-SA, com  $\gamma_z = 1,221$ . Os deslocamentos também foram praticamente iguais em todos os nós da estrutura.

A fim de avaliar a importância da inserção de uma mola de rigidez à rotação na modelagem, foram propostos os modelos 12-MVRL-S e 12-MVRI-S. Estes modelos são idênticos ao 12-MVMR-S, no entanto, no modelo 12-MVRL-S, a mola de rigidez à rotação foi substituída por uma vinculação que deixe a rotação livre e no modelo 12-MVRI-S a rigidez à rotação é infinita, ou seja, a rotação é impedida no apoio. Sendo assim, os apoios terão apenas as molas de deslocamento vertical.

Para o modelo com rotação livre obteve-se  $\gamma_z = 1,311$  e deslocamento no topo de 16,14 cm e; para o modelo com giro impedido  $\gamma_z = 1,198$  e deslocamento no topo de 12,46 cm. Observa-se que para a sapata o modelo se aproxima mais da condição de rotação impedida do que a de rotação livre.

### 8.3.4 Modelo 12-EA

O modelo 12-EA foi desenvolvido para avaliar os efeitos que a escolha do tipo de fundação provoca no comportamento de uma estrutura considerando a ISE. Foi considerado o mesmo solo descrito para os modelos com a estrutura apoiada sobre sapatas, com o topo rochoso situado à 9 m de profundidade, sendo 1 m o embutimento dos blocos de coroamento e 8 m de estacas apoiadas diretamente sobre a rocha.

A escolha de apoiar as estacas sobre as rochas foi feita para tornar mais realista a simplificação de considerar apenas o recalque provocado pelo encurtamento elástico das estacas. Além disso, esta simplificação permitiu adotar como carga admissível das estacas as próprias cargas de catálogo, ou cargas estruturais, o que tende a otimizar o aproveitamento da estaca.

Avaliando as características da estrutura e do solo, bem como os critérios de exequibilidade foram adotadas estacas quadradas pré-moldadas protendidas, com alto grau de compactação, características estas que auxiliam na cravação das estacas. O concreto das estacas tem  $f_{ck}$  de 35 Mpa,  $E_{ci} = 33 \text{ GPa}$  e armadura protendida CP170RB. A solicitação nas estacas refere-se a cargas de serviço. A capacidade de carga das estacas indicada na Tabela 16 é do elemento natural, devendo sempre ser verificada pelo calculista de fundações a capacidade de conjunto solo-estaca em função das características geotécnicas do solo. Como já mencionado, por simplificação, adotou-se  $P_{adm} = P_e$ .

**Tabela 16 - Cargas de catálogo de estacas quadradas pré-fabricadas protendidas.**

Seção (cm)	Capacidade estrutural (kN)	Afastamento mínimo do eixo à divisa (cm)	Afastamento mínimo entre eixos (cm)	Comprimento (m)
16 x 16	250	30	40	6, 8, 10, 12
18 x 18	350	30	45	
20 x 20	450	30	50	
23 x 23	600	35	60	
26 x 26	750	40	65	
30 x 30	1.000	45	75	
33 x 33	1.200	45	85	

Fonte: Adaptado de Cassol pré-fabricados (2016).

A partir da escolha do tipo de estaca pode-se calcular o número de estacas para cada pilar. Esta determinação pode ser feita por meio da aplicação da Inequação (71). O número de estacas adotado foi definido após a verificação dos esforços normais atuantes nas estacas inseridas no modelo e que, portanto, sofrem efeito também dos momentos fletores transmitidos da superestrutura para a fundação.

$$N_{estacas} \geq \frac{1,05 \cdot N_k}{P_{adm}} \quad (71)$$

Onde,

- $N_{estacas}$ : número de estacas;
- $1,05 \cdot N_k$ : esforço normal característico para o modelo 12-ENG, estimado em  $N_k = \frac{N_d}{1,4}$ , para a pior situação de cálculo majorado para consideração do peso próprio do bloco;
- $P_{adm}$ : carga admissível na estaca, considerada igual a carga de catálogo  $P_e$  neste trabalho.

Dessa forma calcula-se o número de estacas para cada um dos pilares do pórtico. A estaca adotada e o número de estacas para cada um dos pilares estão dispostos na Tabela 17.

**Tabela 17 - Definição do número de estacas.**

Pilar	$N_k$ (kN)	$1,05 \cdot N_k$ (kN)	Lado (cm)	$P_{adm}$ (kN)	$N_{estacas}$
P3	1.845,9	1.937,6	33	1.200	2
P8	3271,2	3.434,8	30	1.000	4
P13	1.845,9	1.937,6	33	1.200	2

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Para os blocos de duas estacas, as dimensões foram definidas aplicando as Equações (72), (73), (74), (75) e (76).

$$Bx \geq \phi e + 2b' \quad (72)$$

$$By \geq d_{eest} + \phi e + 2b' = d_{eest} + Bx \quad (73)$$

$$\phi e = \sqrt{2} \cdot b_{est} \quad (74)$$

$$2,5\phi e \leq d_{eest} \leq 3\phi e \quad (75)$$

Em que,

- $Bx$ : menor dimensão do bloco;
- $\phi e$ : diâmetro equivalente da estaca quadrada;
- $b'$ : afastamento mínimo entre a borda da estaca e a borda do bloco (10 cm);
- $By$ : maior dimensão do bloco;
- $d_{eest}$ : distância entre estacas adotada;
- $b_{est}$ : lado da estaca.

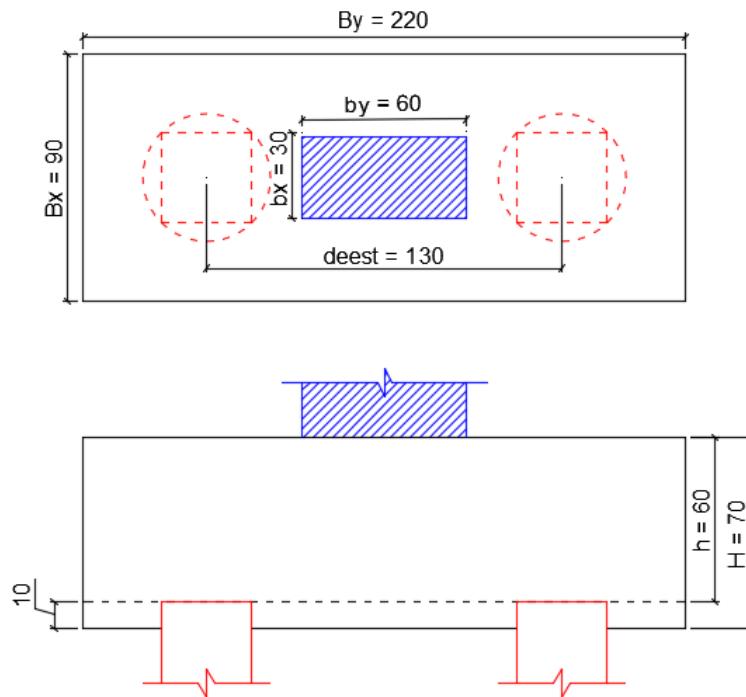
De acordo com Bastos (2014) para que o ângulo entre tirante e a biela de compressão fique compreendido entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$  a altura estrutural do bloco deve estar entre:

$$\frac{\tan 45^\circ}{2} \left( d_{eest} - \frac{b_y}{2} \right) \leq h \leq \frac{\tan 55^\circ}{2} \left( d_{eest} - \frac{b_y}{2} \right) \quad (76)$$

Além da altura para atender a inclinação das bielas de compressão, foi verificada a altura necessária para garantir a ancoragem das armaduras de arranque dos pilares.

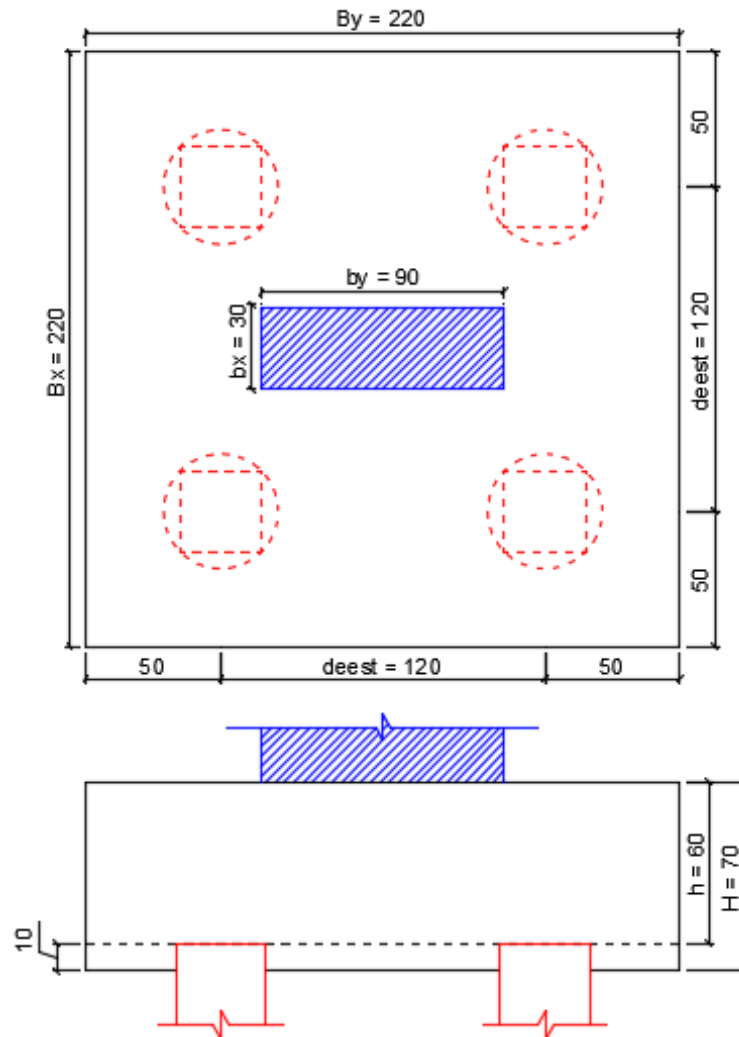
Após a realização dos cálculos necessários e respeitadas as limitações expressas na Tabela 16 define-se a geometria apresentada na Figura 38 para os blocos sob os pilares P3 e P13.



**Figura 38 - Blocos de coroamento para os pilares P3 e P13.**

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Realizando um procedimento semelhante para o pilar P8 define-se o bloco de coroamento para quatro estacas, conforme apresentado na Figura 39.

**Figura 39 - Bloco de coroamento para o pilar P8.**

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

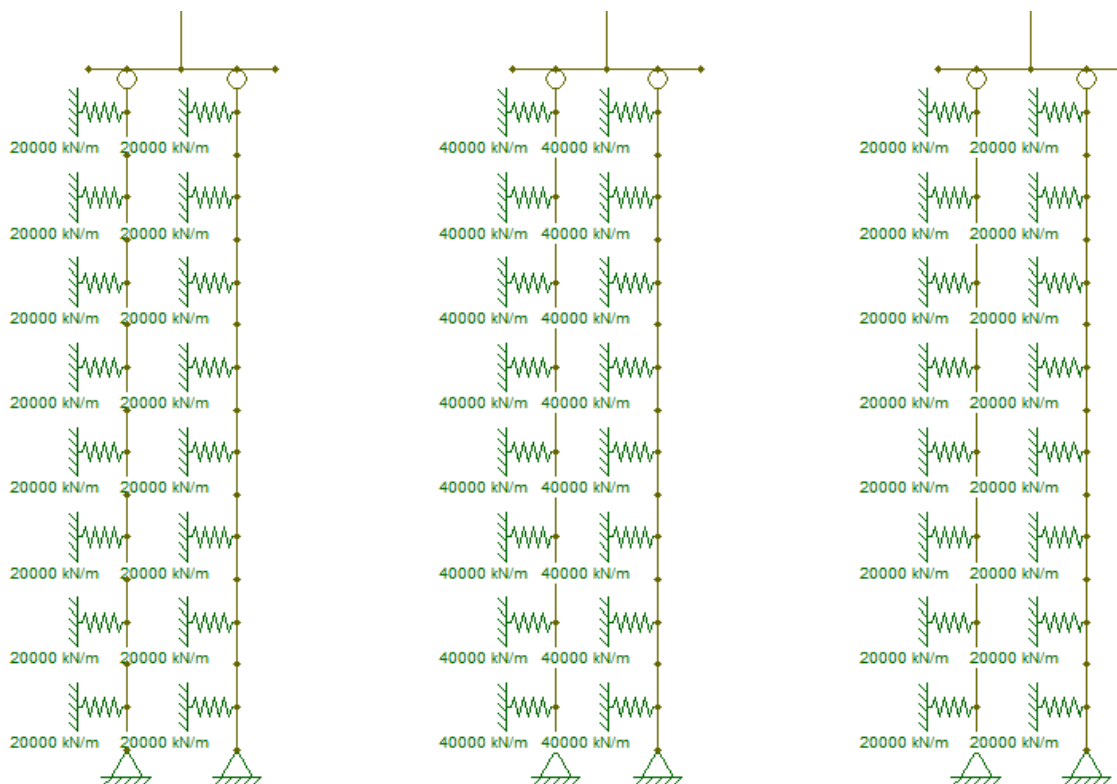
A inserção dos blocos no Ftool foi feita por meio de elementos de barra com seção transversal igual a seção transversal dos respectivos blocos e pontos de divisão na posição das estacas. Diferentemente das sapatas, o bloco foi modelado com altura constante. Já as estacas foram divididas em 16 elementos cada uma, afim de modelar o solo por meio de molas horizontais atuando no ponto média das camadas a cada metro de estaca (estaca com 8 metros).

O coeficiente de cada mola horizontal foi definido por meio da aplicação da Equação (59) com o módulo de reação horizontal do solo dado pela Equação (55), onde o valor de  $K_1$  adotado para argila dura foi de 100.000 kN/m<sup>3</sup> (Tabela 9). Como no Ftool é possível trabalhar apenas em 2D, no bloco com 4 estacas as estacas tiveram suas áreas de influência multiplicadas por dois. Os valores dos coeficientes de mola horizontais obtidos para o solo podem ser observados na Figura 40.

**Tabela 18 - Determinação dos coeficientes de mola horizontais para as estacas.**

Pilar	Best (m)	Tramo (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_h$ (kN/m)
P3	0,33	1,0	60.606	20.000
P8	2 x 0,30	1,0	66.667	40.000
P13	0,33	1,0	60.606	20.000

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

**Figura 40 - Modelagem dos blocos e estacas.**

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

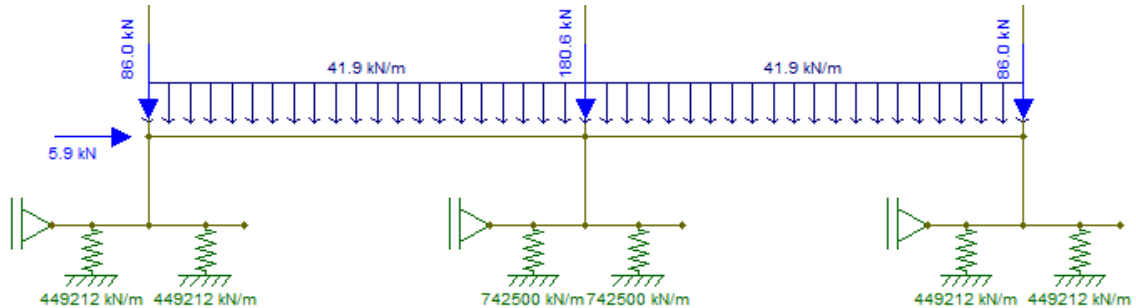
Neste modelo o valor  $\gamma_z$  foi de 1,195 com um deslocamento no topo de 11,74 cm. Este resultado pode indicar que estruturas sobre fundações superficiais tendem a ser mais suscetíveis aos efeitos de segunda ordem do que estruturas sobre fundações profundas, por geralmente apresentarem deslocamentos verticais maiores.

### 8.3.5 Modelos 12-B e 12-MVMR-B

Os modelos 12-B e 12-MVMR-B são simplificações propostas para o modelo 12-EA. No primeiro, apenas os blocos de coroamento são modelados acoplados à edificação. As estacas foram substituídas por molas de rigidez axial dadas em função do encurtamento elástico simplificado, conforme demonstrado no item 4.4.5. Para o bloco de coroamento sob o pilar P8,

a área da estaca foi multiplicada por dois no modelo, pois existem quatro estacas neste bloco (duas estacas em cada plano).

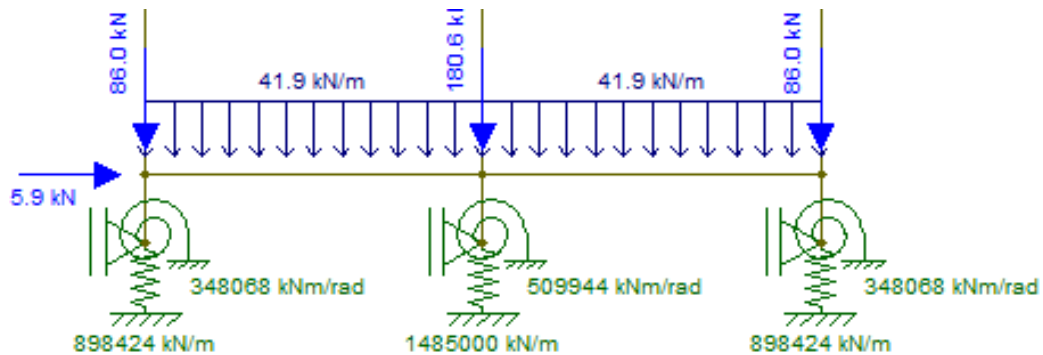
**Figura 41 - Modelo simplificado de uma fundação por estacas (12-B).**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Ao isolar o bloco com as molas de rigidez axial das estacas, aplicar um momento fletor e medir o giro que ocorre no ponto central do bloco pode-se definir uma mola de rigidez a rotação. Ao somar as rigidezes das molas de rigidez axial para cada bloco define-se também uma rigidez vertical que representa a fundação como um todo. Este foi o procedimento utilizado no modelo 12-MVMR-B, cujos valores dos coeficientes de mola podem ser observados na Figura 42.

**Figura 42 - Modelagem da fundação por estacas por meio de molas únicas (12-MVMR-B).**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Com a configuração apresentada na Figura 41, o valor obtido para  $\gamma_z$  foi de 1,188 com um deslocamento no topo de 11,56 cm. Para o modelo 12-MVMR-B o valor de  $\gamma_z$  foi exatamente o mesmo. O deslocamento no topo foi muito próximo (11,54 cm), o que se repetiu nos demais pontos onde o deslocamento horizontal foi determinado. Sendo assim, pode-se afirmar que em termos de verificação da estabilidade global os modelos 12-B e 12-MVMR-B são equivalentes.

### 8.3.6 Modelo 12-MVMR-S-S/B

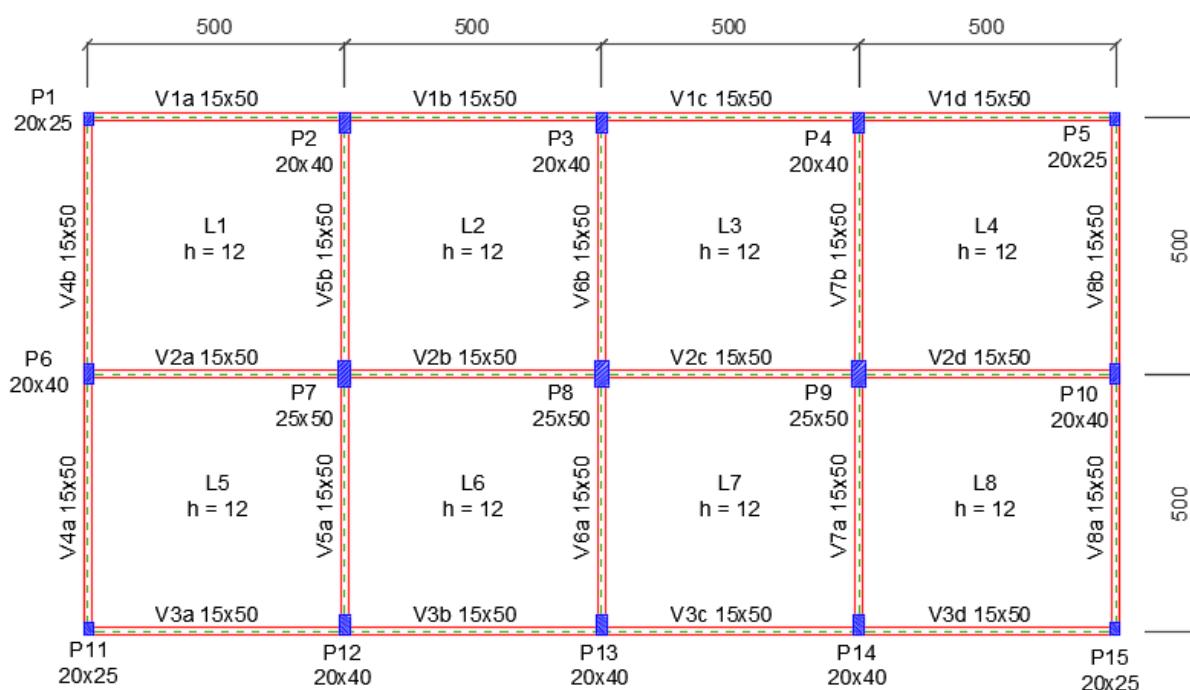
Para estudar o efeito da presença de uma viga de baldrame na estrutura foi proposto o modelo 12-MVMR-S-S/B. Este modelo é idêntico ao modelo 12-MVMR-S, mas sem as vigas do pavimento térreo. Além disso, o carregamento que atuava nessa viga foi desconsiderado no cálculo do  $\gamma_z$ , visto que o carregamento deste pavimento será transmitido diretamente ao solo através de um contrapiso.

Ao retirar a viga de baldrame, o valor de  $\gamma_z$  passa de 1,221 para 1,226, o que representa uma variação de 0,5%. O deslocamento no topo passa de 13,25 cm para 13,43 cm.

### 8.3.7 Modelo 6-ENG

A medida que a edificação aumenta, maiores são as dificuldades para projetar fundações diretas. Sendo assim, para estudar melhor os nuances da ISE em sapatas, foi proposta uma estrutura de 6 pavimentos (ao contrário dos 12 anteriores). Para esta edificação foi realizada novamente uma etapa de pré-dimensionamento para determinação das dimensões das vigas, lajes e principalmente dos pilares. As dimensões definidas são apresentadas na Figura 43.

**Figura 43 - Dimensões dos elementos para a edificação de 6 pavimentos.**

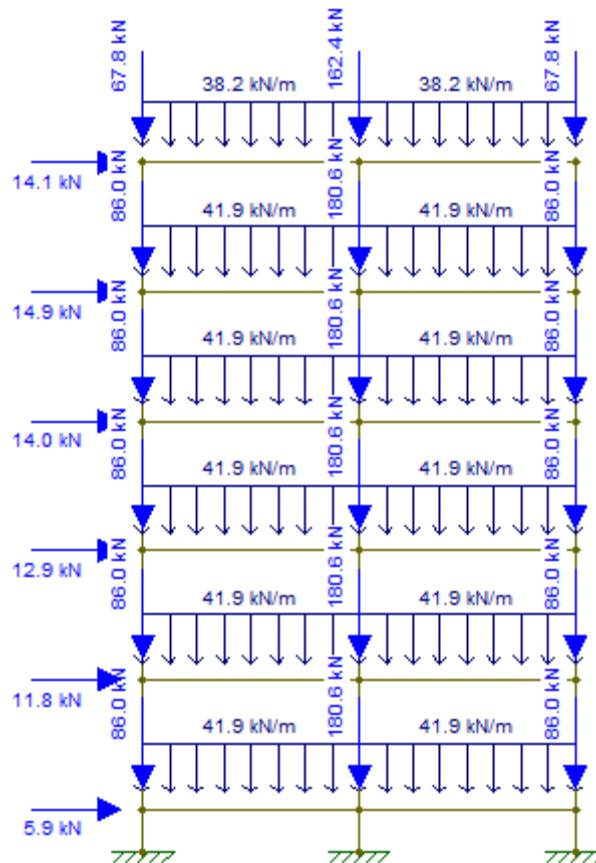


Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Os carregamentos foram também redefinidos, principalmente os carregamentos laterais devido ao vento que sofreram mudança em função das características geométricas da estrutura

que afetam diretamente na determinação dos fatores  $S_2$  (Categoria IV e Classe A) e  $C_a$  (1,24). No modelo 6-ENG, esta estrutura foi considerada engastada nos apoios, para que seja fonte de comparação com os modelos que consideram a ISE. Para a combinação de ações utilizada para determinação dos esforços e verificação da estabilidade global os carregamentos atuantes nesta estrutura são os apresentados na Figura 44.

**Figura 44 - Combinação de ações para verificação da estabilidade global.**



Fonte: Software Ftool (2016).

Realizando os procedimentos já mencionados, obtém-se para este modelo  $\gamma_z = 1,096$  e um deslocamento no topo de 2,39 cm.

### 8.3.8 Modelo 6-SA

Neste modelo foi realizado o mesmo procedimento descrito para o modelo 12-SA, mas agora para a edificação de 6 pavimentos. As dimensões finais e verificações para cada sapata são apresentadas na Tabela 19.

**Tabela 19 - Determinação das dimensões das sapatas.**

Sapata	$1,05.N_k$ (kN)	$M_k$ (kNm)	$B_p$ (m)	$L_p$ (m)	$B$ (m)	$L$ (m)	$A$ (m)	$\sigma_{adm}$ (kPa)	$\sigma_{máx}$ (kPa)
S3	872,3	39,4	0,20	0,40	1,80	2,00	3,60	300,0	275,3
S8	1.744,4	51,3	0,25	0,50	2,45	2,70	6,62	300,0	280,7
S13	872,3	39,4	0,20	0,40	1,80	2,00	3,60	300,0	275,3

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Os resultados da verificação da estabilidade global para este modelo são:  $\gamma_z = 1,112$  e deslocamento no topo de 2,73 cm.

### 8.3.9 Modelos 6-MVMR-S, 6-MVRL-S e 6-MVRI-S

O modelo 6-MVMR-S é semelhante ao 12-MVMR-S, e também substitui a sapata acoplada por um conjunto de molas definidas da mesma maneira que a apresentada para o modelo 12-MVMR-S. Para esta edificação obteve-se:  $\gamma_z = 1,113$  e deslocamento no topo de 2,74 cm, valores estes que são aproximadamente iguais aos encontrados para o modelo 6-SA.

No modelo 6-MVRL-S a rigidez a rotação das fundações foi considerada nula e o valor de  $\gamma_z$  passou para 1,140, com deslocamento no topo de 3,15 cm. Com a rigidez a rotação considerada infinita (6-MVRI-S), os valores foram:  $\gamma_z = 1,103$  e deslocamento no topo de 2,58 cm. Como era-se de esperar, o modelo 6-MVMR-S está entre os modelos 6-MVRL-S e 6-MVRI-S, mas mais próximo de 6-MVRI-S, indicando que a rigidez a rotação geralmente se assemelha à condição de giro impedido.

### 8.3.10 Modelo 6-MVMR-S-S/B

Desconsiderando as vigas de baldrame presentes no modelo 6-MVMR-S, obtém-se o modelo 6-MVMR-S-S/B. Para esta configuração o valor de  $\gamma_z$  aumenta de 1,113 para 1,134, o que representa uma variação de 1,9%. O deslocamento no topo passa de 2,74 cm para 3,09 cm.

### 8.3.11 Modelo 6-SA-SBR

O modelo 6-SA-SBR foi elaborado para avaliar a sensibilidade da estrutura em relação ao módulo de reação vertical adotado para o solo. Foi considerada a mesma configuração do modelo 6-SA, mas ao invés de argila dura, o solo foi substituído por uma argila rija com módulo de reação vertical  $k_{v1} = 24.000 \text{ kN/m}^3$ . Este valor é proposto por Terzaghi (1956) e é válido para uma placa quadrada de 30 cm de lado (1 *ft*). As dimensões das sapatas foram mantidas as mesmas determinadas para o modelo 6-SA.

O módulo de reação vertical proposto deve ser corrigido em função das dimensões das sapatas. Esta correção pode ser feita aplicando a Equação (42) para transformação do módulo de reação vertical da placa para uma fundação quadrada de lado  $B_f$  com  $n = 0,7$  e a Equação (44) para converter o módulo de reação vertical da sapata quadrada para a sapata retangular de dimensões  $B_f \times L$ .

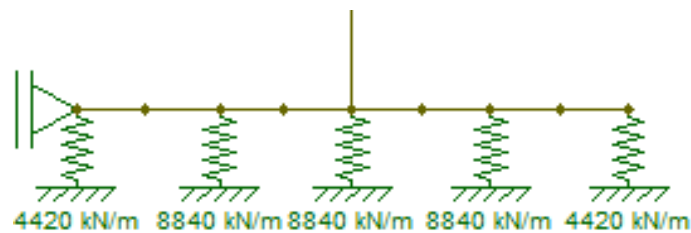
**Tabela 20 - Determinação do módulo de reação vertical do solo para as sapatas.**

Sapata	$B_f$ (m)	L (m)	$K_{v,quadrada}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_{v,retangular}$ (kN/m <sup>3</sup> )
3	1,80	2,00	6847	6619
8	2,45	2,70	5518	5348
13	1,80	2,00	6847	6619

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

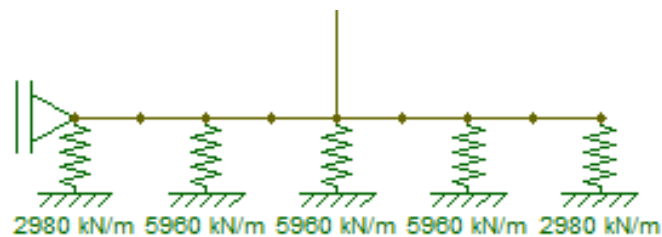
Por meio da discretização da sapata em 5 molas de deslocamento vertical definidas em função das suas áreas de influência e dos respectivos módulos de reação vertical do solo definem-se os valores necessários para inserção no modelo.

**Figura 45 - Modelagem da sapata sob o pilar central do pórtico.**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

**Figura 46 - Modelagem da sapata sob os pilares de extremidade do pórtico.**



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Para este modelo o valor de  $\gamma_z$  encontrado é de 1,145, com deslocamento no topo de 3,43 cm. Para o modelo 6-SA, com módulo de reação vertical calculado considerando uma argila dura, os valores eram 1,112 e 2,73 cm, respectivamente. O aumento do valor de  $\gamma_z$  é de aproximadamente 3,0%.





## 9 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Dentre todos resultados obtidos para os modelos os que são mais interessantes e que foram objetivos de estudo deste trabalho estão apresentados nos itens a seguir. Foram avaliadas as variações em relação à verificação da estabilidade global, módulo de reação vertical do solo, redistribuição dos esforços, reações de apoio e uniformização dos recalques.

### 9.1 ESTABILIDADE GLOBAL

Em termos de verificação da estabilidade global, para a estrutura de 12 pavimentos foram encontrados os valores de  $\gamma_z$  apresentados na Tabela 21 e para a estrutura de 6 pavimentos, os valores da Tabela 22.

**Tabela 21 - Valores de  $\gamma_z$  para a estrutura de 12 pavimentos.**

Modelo	12-ENG	12-SA	12-MVMR-S	12-MVRL-S	12-MVRI-S	12-EA	12-B	12-MVMR-B	12-MVMR-S-S/B
$\gamma_z$	1,176	1,221	1,221	1,311	1,198	1,195	1,188	1,188	1,226
Variação	-	3,8%	3,8%	11,5%	1,9%	1,6%	1,1%	1,1%	4,3%

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

**Tabela 22 - Valores de  $\gamma_z$  para a estrutura de 6 pavimentos.**

Modelo	6-ENG	6-SA	6-MVMR-S	6-MVRL-S	6-MVRI-S	6-MVMR-S-S/B	6-SA-SBR
$\gamma_z$	1,096	1,112	1,113	1,140	1,103	1,134	1,145
Variação	-	1,5%	1,6%	4,1%	0,6%	3,5%	4,5%

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Ao avaliar estas tabelas observa-se que para a hipótese inicial de apoios indeslocáveis, a estrutura de 12 pavimentos é classificada com uma estrutura de nós móveis, ou seja, possui efeitos de 2ª ordem que não podem ser desprezados. Para o mesmo modelo, mas com a estrutura de 6 pavimentos, o valor de  $\gamma_z$  de 1,096 ficou próximo do limite de 1,10 que divide a classificação entre nós fixos e nós móveis.

Para estruturas de nós móveis, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite considerar de maneira simplificada os efeitos globais de 2ª ordem, através da majoração das ações devido ao vento por um fator dado por 95% do valor de  $\gamma_z$ . Neste trabalho, por simplificação, não foram levados em consideração os efeitos globais de 2ª ordem. Além disso, os valores de  $\gamma_z$  encontrados não foram tão grandes. No entanto, em um projeto real seria imprescindível considerar esses efeitos para garantir a segurança da estrutura.

Em relação a estrutura de 12 pavimentos, a inclusão das sapatas acopladas ao modelo fez com que o valor de  $\gamma_z$  aumentasse 3,8%. A mesma variação foi encontrada ao substituir as sapatas por um conjunto de molas verticais e de rotação. Considerando apenas as molas verticais e deixando os apoios girarem livremente (12-MVRL-S) a variação chega a 11,5% em relação ao modelo engastado e 7,4% em relação a simplificação de molas verticais e de rotação. Ao restringir totalmente a rotação (12-MVRI-S) a variação obtida é da ordem de 1,9%. Como já era previsto, o modelo 12-MVMR-S apresenta resultados entre os modelos 12-MVRL-S e 12-MVRLI-S, mas mais próximo de 12-MVRI-S. Dessa forma, pode-se afirmar que para estruturas apoiadas sobre grandes sapatas tende a apresentar um comportamento próximo ao do engaste em relação à rotação do apoio.

Substituindo as sapatas por blocos de estacas acoplados à estrutura (12-EA), os deslocamentos dos apoios ficam menores, e, conseqüentemente, menor é a variação de  $\gamma_z$  em relação ao modelo original (1,6%). As simplificações realizadas nos modelos 12-B e 12-MVMR-B, reduziram a diferença do parâmetro  $\gamma_z$  para 1,1%. Isso ocorreu pois no modelo 12-EA o ponto no nível do terreno já possui um pequeno deslocamento horizontal, o que não aconteceu nos outros modelos devido às restrições de apoio consideradas.

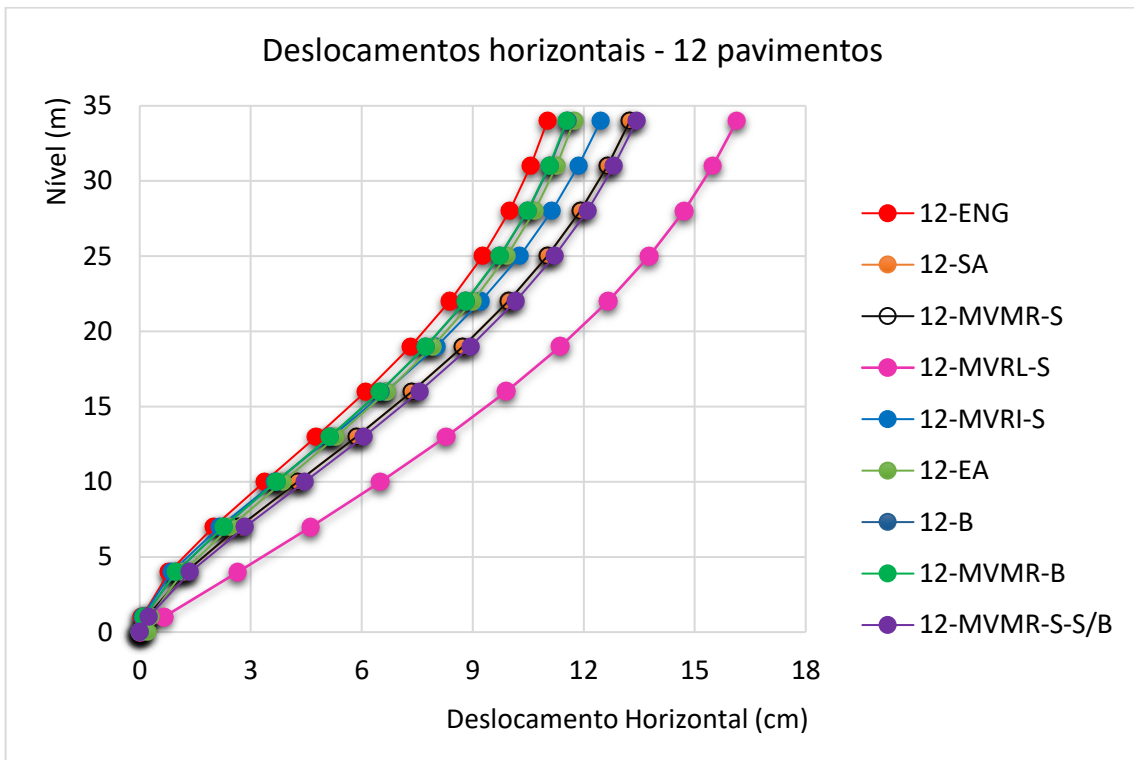
No modelo 12-MVMR-S-S/B, quando foram retiradas as vigas de baldrame da estrutura, o valor de  $\gamma_z$  aumentou 4,3% em relação ao modelo original e 0,4% se comparado com o modelo 12-MVMR-S. Isso indica que a presença de vigas de baldrame é importante para enrijecer a estrutura e, dessa forma, reduzir o valor de  $\gamma_z$ .

Para a estrutura de 6 pavimentos com sapatas acopladas (6-SA), o aumento de  $\gamma_z$  foi de 1,5%, valor praticamente igual ao do modelo 6-MVMR-S. Para rigidez a rotação nula a variação aumentou para 4,1% e foi de 0,6% com rigidez à rotação infinita. Novamente, o conjunto de molas se aproxima mais do modelo com rigidez a rotação infinita. No modelo 12-MVMR-S-S/B, o valor de  $\gamma_z$  aumentou 3,5% em relação ao modelo original e de 1,9% em relação ao modelo 6-MVMR-S-S/B. Na estrutura de 12 pavimentos este aumento tinha sido de 0,4% se comparada ao modelo com as vigas de baldrame. Isso indica que quanto menor a estrutura, maior tende a ser o aumento do valor de  $\gamma_z$  se forem retiradas as suas vigas de baldrame. Para estruturas maiores, os esforços se distribuem mais facilmente pelos elementos estruturais e, portanto, essa variação não é tão grande.

Trocando propositalmente o módulo de reação vertical do solo e, conseqüentemente, os coeficientes de mola verticais do modelo 6-SA, a variação do valor de  $\gamma_z$  sobe de 1,5% para 4,5% (6-SA-SBR). Conclui-se que quanto menor a rigidez vertical dos apoios da edificação, maiores são os efeitos da ISE na estrutura.

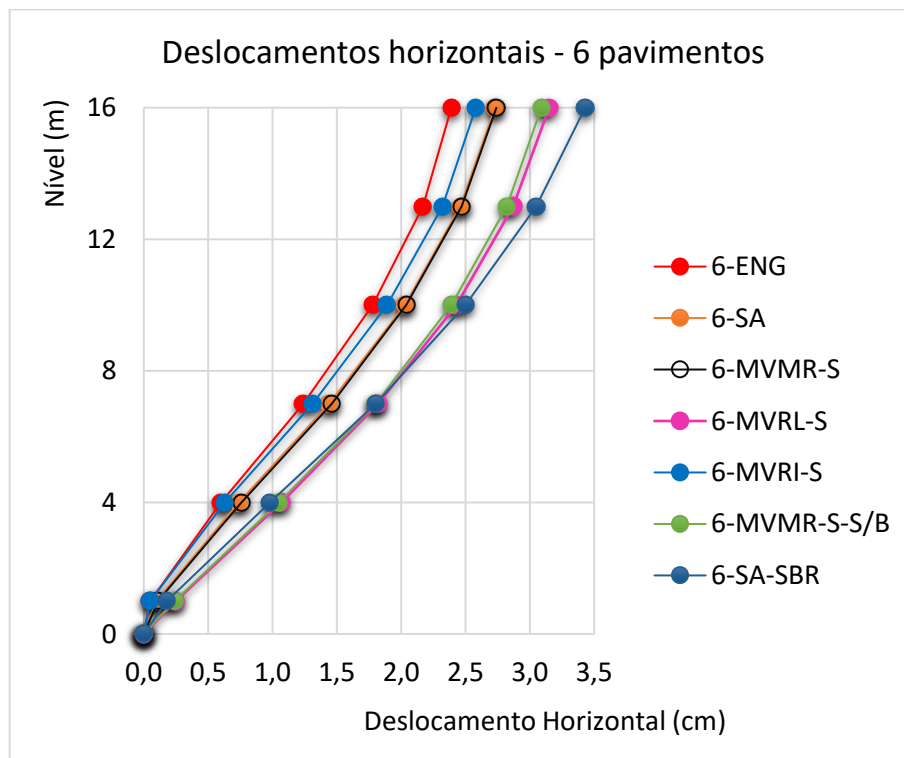
A seguir são apresentados gráficos que representam os deslocamentos horizontais em cada pavimento das edificações estudadas. Quanto maiores são os deslocamentos, maiores são os valores de  $\gamma_z$  encontrados. Para a estrutura de 12 pavimentos, os maiores deslocamentos horizontais foram os do modelo 12-MVRL-S (Gráfico 1) e para a de 6 pavimentos os do modelo 6-SA-SBR (Gráfico 2).

**Gráfico 1 – Deslocamentos horizontais para a estrutura de 12 pavimentos.**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 2 - Deslocamentos horizontais para a estrutura de 6 pavimentos.**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

## 9.2 MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL DO SOLO

O módulo de reação vertical do solo pode ser determinado de diversas formas. Neste trabalho, sua determinação para as diferentes sapatas foi realizada de maneira analítica, por meio da aplicação das Equações (40) e (44). Conhecido o módulo de reação do solo para uma determinada sapata, pode-se estimar qual o valor que seria encontrado em um ensaio de placa. Para argilas esta estimativa é feita aplicando a Equação (42) para correção das dimensões da fundação. Com esses valores pode ser feita uma comparação com as tabelas de valores típicos. A Tabela 23 apresenta os módulos de reação vertical do solo calculado de maneira analítica para as sapatas e o intervalo de valores proposto por Terzaghi (1956).

**Tabela 23 – Módulo de reação vertical do solo para placas: calculado x Terzaghi (1956).**

Estrutura	Sapata	Dimensões (m)	$k_{v,placa}$ Calculado (kN/m <sup>3</sup> )	$k_{v,placa}$ Terzaghi (kN/m <sup>3</sup> )
12 pav.	S3 e S13	2,50 x 2,80	74.861	> 64.0000
12 pav.	S8	3,90 x 4,50	65.510	> 64.0000
6 pav.	S3 e S13	1,80 x 2,00	82.613	> 64.0000
6 pav.	S8	2,45 x 2,70	75.315	> 64.0000

**Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).**

Para argila dura Terzaghi (1956) recomenda o valor de 96.000 para o módulo de reação vertical do solo obtido através de um ensaio de placa. Na Tabela 23 observa-se que todos os valores encontrados analiticamente encontram-se na faixa de valores propostas por Terzaghi (1956), com variação na ordem de 15 a 30% em relação ao valor recomendado. Como o solo se caracteriza por ser um material não homogêneo, esta variação é relativamente pequena e indica que a simplificação de utilizar os valores disponíveis em tabelas pode ser na maioria das vezes satisfatória.

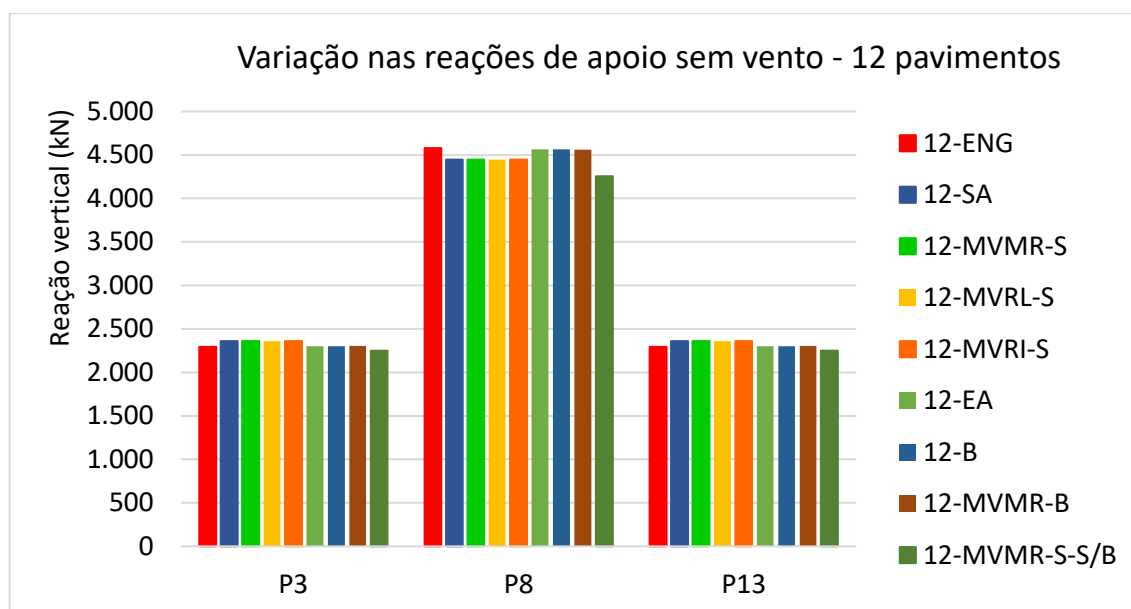
## 9.3 REAÇÕES DE APOIO

A implementação da ISE nos modelos traz alguns efeitos bastante característicos e um deles é a variação dos esforços normais nos pilares da estrutura e, conseqüentemente, das reações de apoio. Em relação aos modelos tradicionais que utilizam a hipótese de apoios indesejáveis, nos apoios que apresentam maiores deslocamentos verticais há uma diminuição no valor das reações e nos apoios com menores deslocamentos o valor tende a aumentar. Esse efeito foi detectado para todos os estudos avaliados, tanto para a estrutura de 12 pavimentos, quanto para a de 6, para combinações de ações com e sem vento.

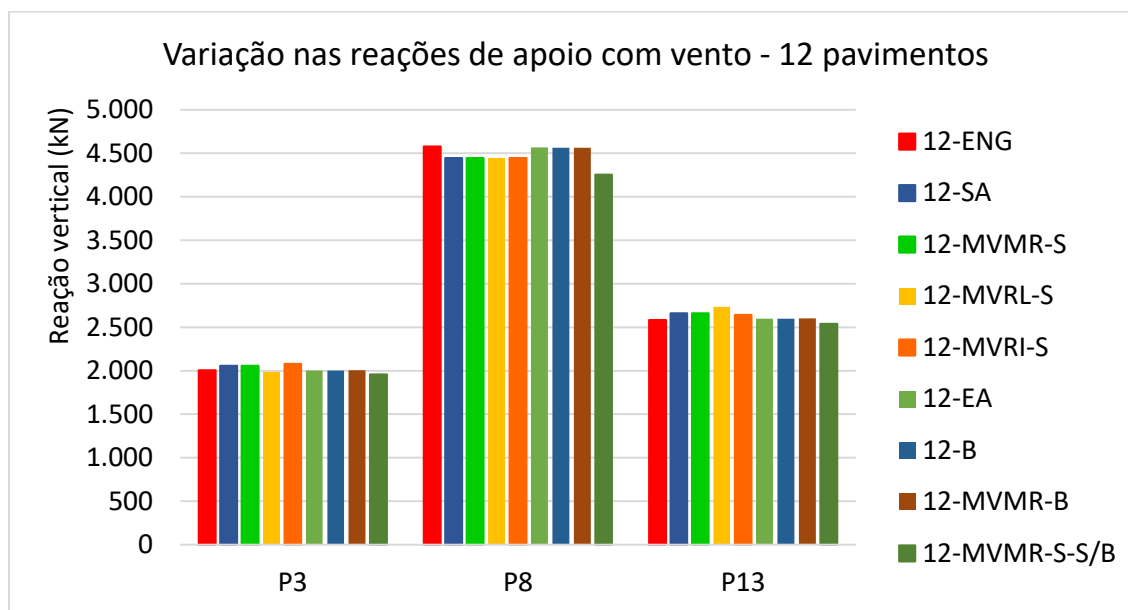
No Gráfico 3 são apresentados os deslocamentos verticais dos modelos para a estrutura de 12 pavimentos sem considerar as ações do vento. A mesma análise é feita no Gráfico 4, mas

considerando as ações do vento. Para ambas as situações as maiores diferenças em relação a hipótese de apoios indeslocáveis são observadas nos modelos de sapatas (na ordem de 3% para a combinação de ações sem vento e de 4 a 6% para a combinação de ações com vento), por estes apresentarem os maiores deslocamentos verticais e, dessa forma, potencializarem os efeitos da ISE. Entre os modelos considerando a estrutura sobre sapatas a variação dos valores de reação foi praticamente nula. O mesmo ocorreu ao comparar apenas os modelos com a estrutura sobre estacas. Sendo assim, pode-se afirmar que em termos de reação de apoios os modelos mais simples de ISE já apresentam resultados bons. O modelo 12-MVMR-S-S/B não foi considerado no comparativo pois ao retirar a viga de baldrame do modelo o carregamento que atuava nesta viga também foi desconsiderado. A mesma análise pode ser feita para o modelo 6-MVMR-S-S/B.

Gráfico 3 - Reações de apoio para a estrutura de 12 pavimentos (sem vento).

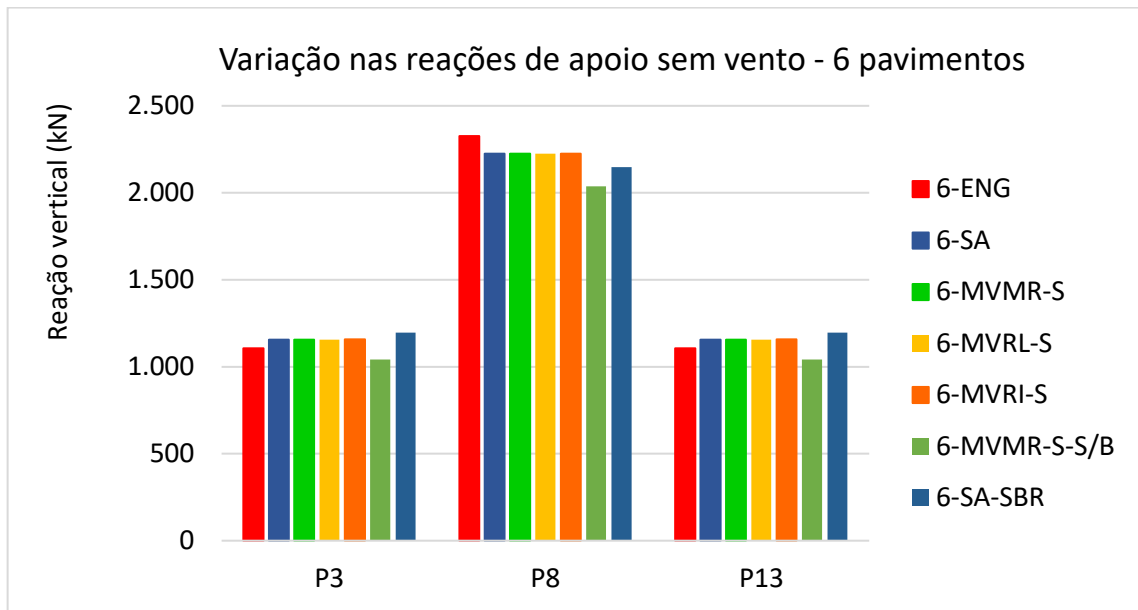


Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

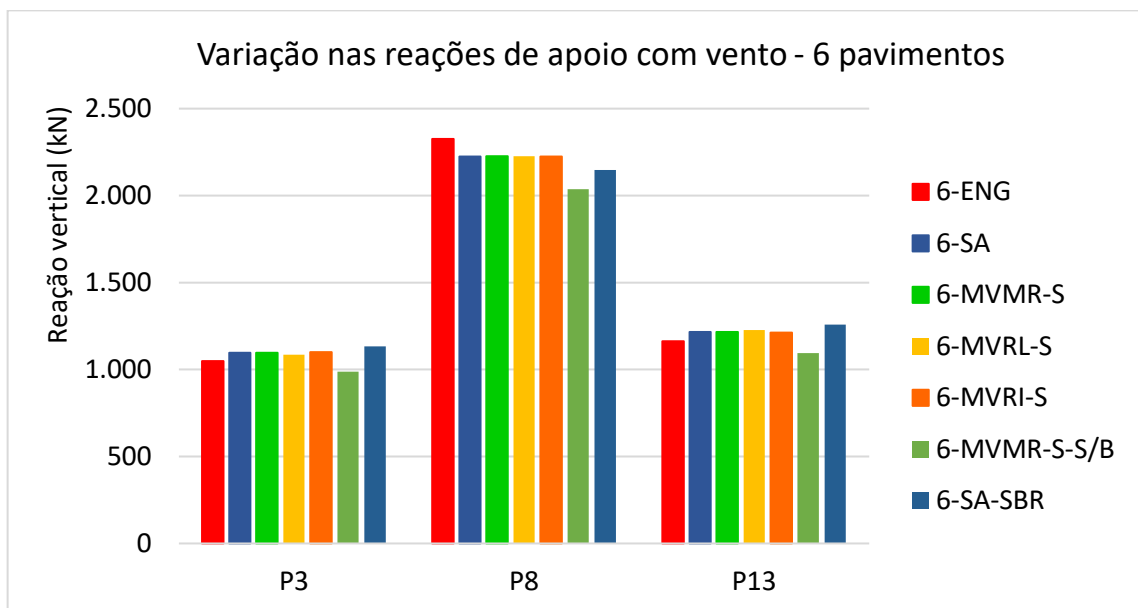
**Gráfico 4 - Reações de apoio para a estrutura de 12 pavimentos (com vento).**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

As mesmas análises são feitas para a estrutura de 6 pavimentos. No Gráfico 5 é possível observar a variação das reações de apoio sem considerar as ações do vento e no Gráfico 6 incluindo esta ação. Para a estrutura de 6 pavimentos foram considerados apenas modelos de fundações por sapatas. A variação nos valores das reações de apoio foi de aproximadamente 4,5% para os modelos 6-SA, 6-MVMR-S, 6-MVRL-S e 6-MVRI-S. No entanto, as maiores diferenças foram encontradas no modelo 6-SA-SBR, quando propositalmente foram diminuídas as rigidezes das molas de deslocamento vertical. Para este modelo a diferença ficou na ordem de 8% em relação ao modelo 6-ENG.

**Gráfico 5 - Reações de apoio para a estrutura de 6 pavimentos (sem vento).**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 6 - Reações de apoio para a estrutura de 6 pavimentos (com vento).**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

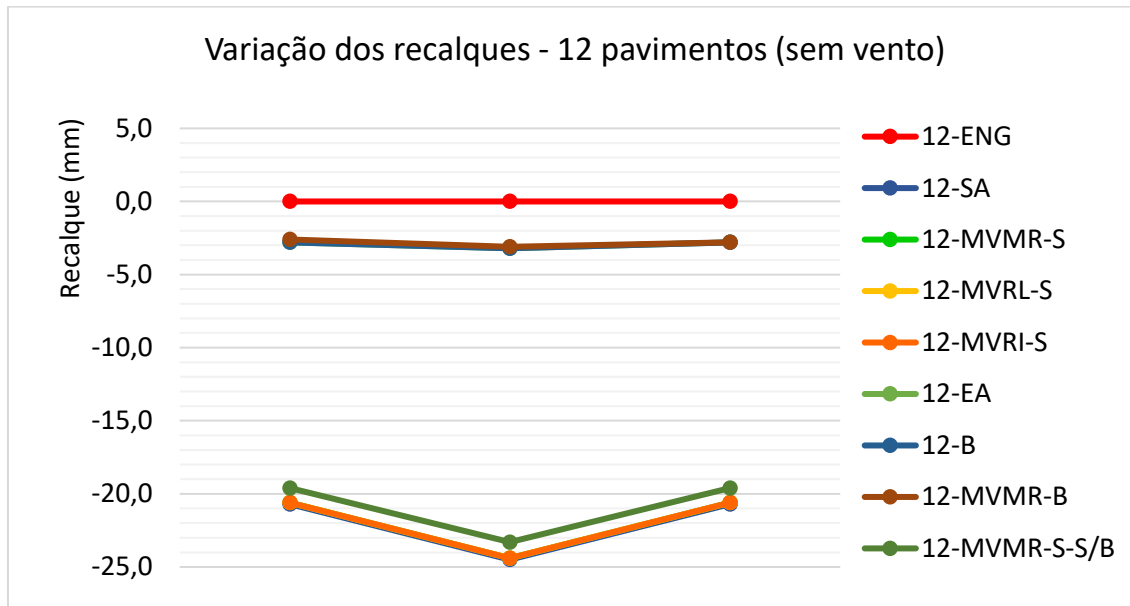
#### 9.4 UNIFORMIZAÇÃO DOS RECALQUES

No Gráfico 7 são apresentados os deslocamentos verticais nos apoios da estrutura de 12 pavimentos para a combinação de ações sem vento. Para a combinação de ações que inclui o vento os resultados são apresentados no Gráfico 8. Em ambos os gráficos os deslocamentos são



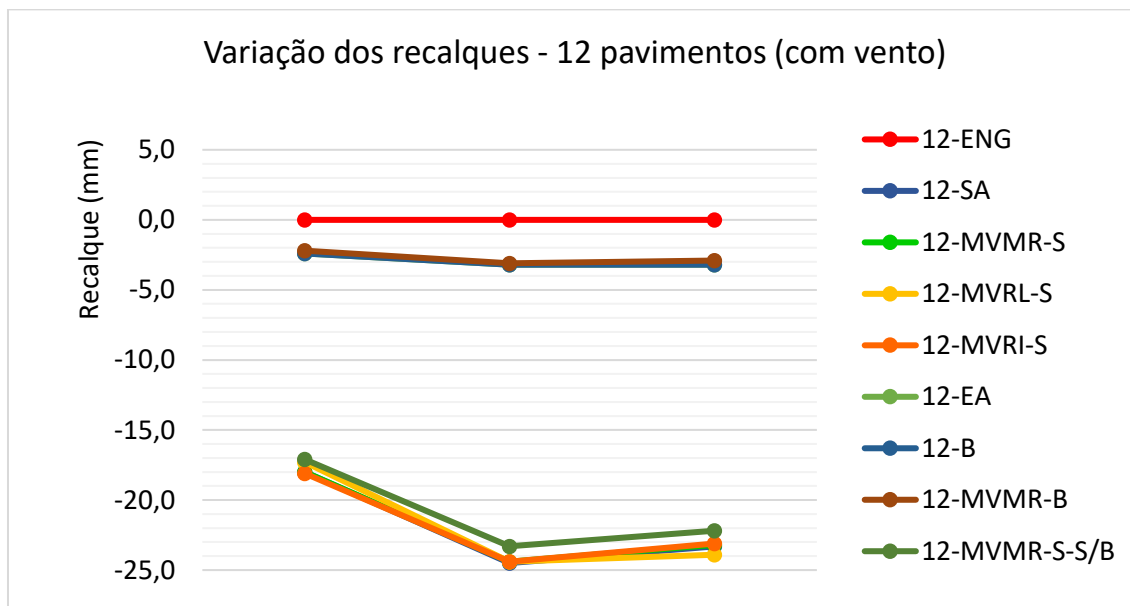
nulos para o modelo 12-ENG, visto que essa é a hipótese de apoios indeslocáveis. Depois ficam dois conjuntos de linhas praticamente sobrepostas que representam os modelos com a estrutura sobre sapatas e sobre estacas. Isso mostra que em termos de deslocamentos verticais dos apoios, tanto os modelos mais complexos quanto os mais simplificados apresentam resultados praticamente idênticos. Como já era de se esperar, para estacas os deslocamentos foram menores do que para sapatas.

**Gráfico 7 - Recalques para a estrutura de 12 pavimentos (sem vento).**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

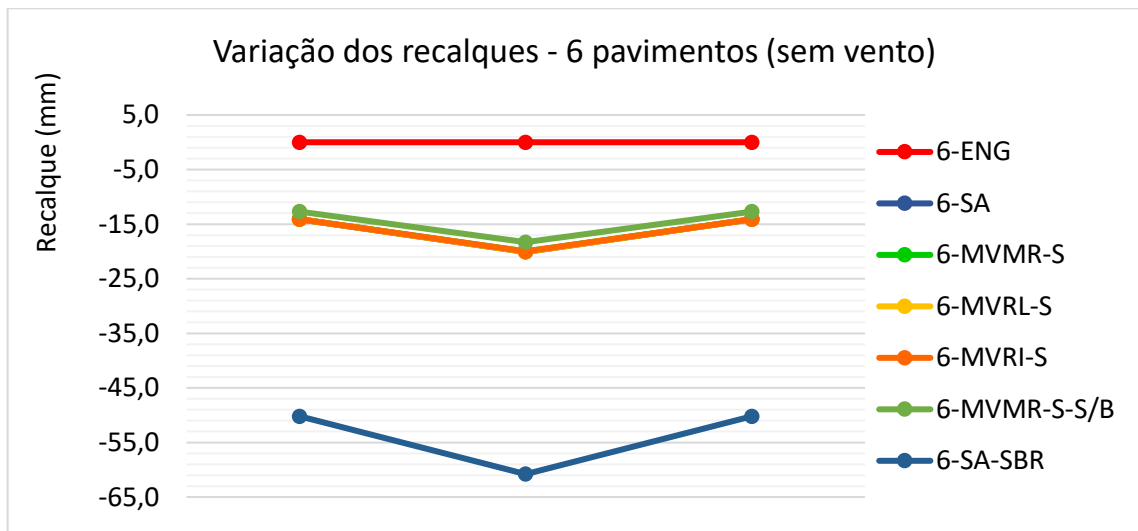
**Gráfico 8 - Recalques para a estrutura de 12 pavimentos (com vento).**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

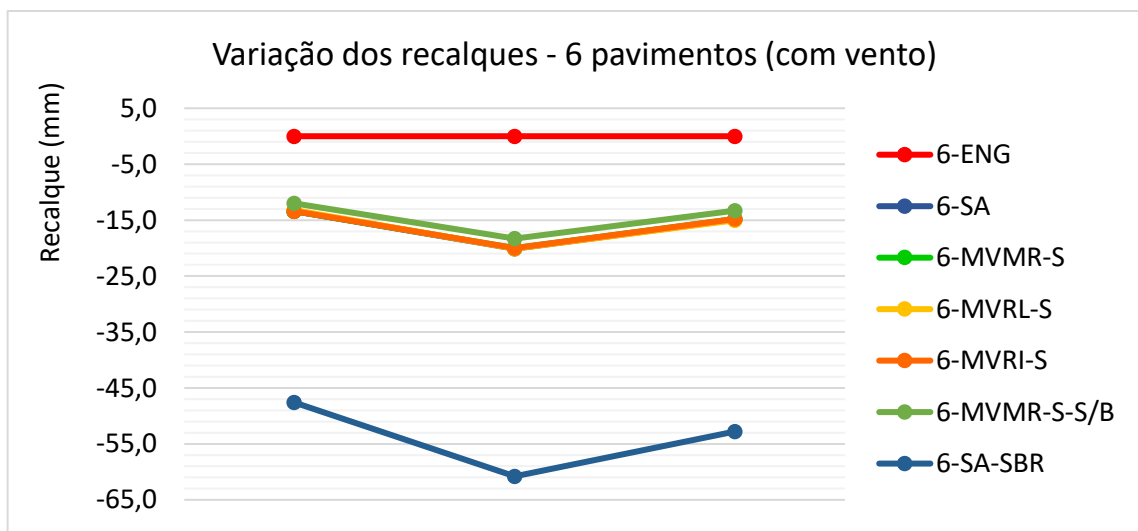
A mesma análise pode ser feita para a estrutura de 6 pavimentos, onde o Gráfico 9 representa a deformada de recalques para a combinação sem vento e o Gráfico 10 para a combinação com vento. Novamente, as deformadas ficaram praticamente iguais para todos os modelos que consideravam as sapatas sobre o mesmo tipo de solo. A maior variação foi para o modelo 6-SA-SBR que apresentou deslocamentos cerca de 3 vezes maior do que os modelos de sapata sobre argila dura. Esta é também a razão entre as rigidezes das molas verticais entre estes modelos.

**Gráfico 9 - Recalques para a estrutura de 6 pavimentos (sem vento).**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 10 - Recalques para a estrutura de 6 pavimentos (com vento).**

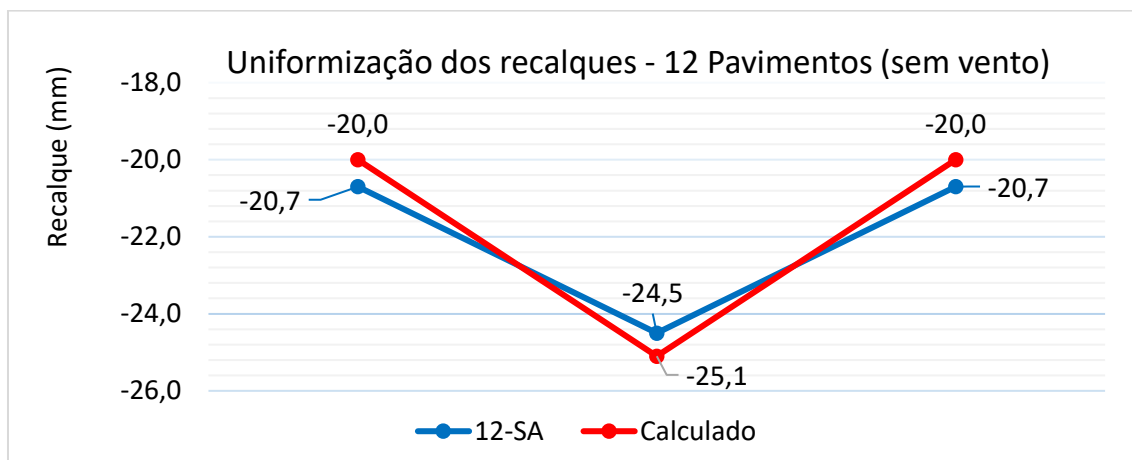


Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

Como consequência direta da tendência de diminuição dos valores de reação de apoio nos pontos que apresentam maiores deslocamentos verticais e aumento onde os deslocamentos verticais são menores haverá uma uniformização dos recalques da estrutura, fazendo com que os recalques em cada ponto sejam mais próximos uns dos outros e o recalque diferencial diminua.

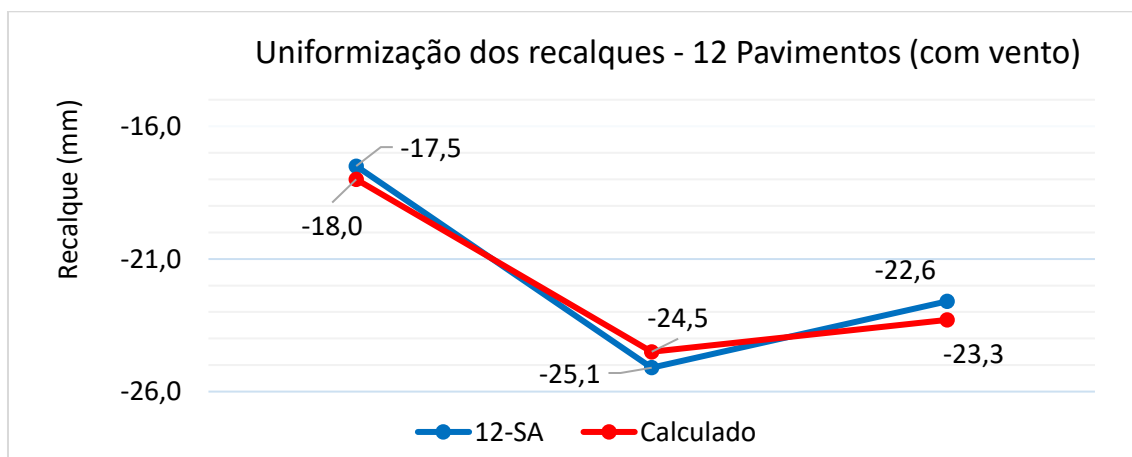
Para avaliar a tendência de uniformização dos recalques foram calculados os recalques que seriam provocados se as sapatas fossem submetidas aos esforços provenientes do modelo que considera a hipótese de apoios indeslocáveis e comparados com os deslocamentos obtidos pelos modelos que incluem a ISE.

**Gráfico 11 - Uniformização dos recalques para a estrutura de 12 pavimentos (sem vento).**

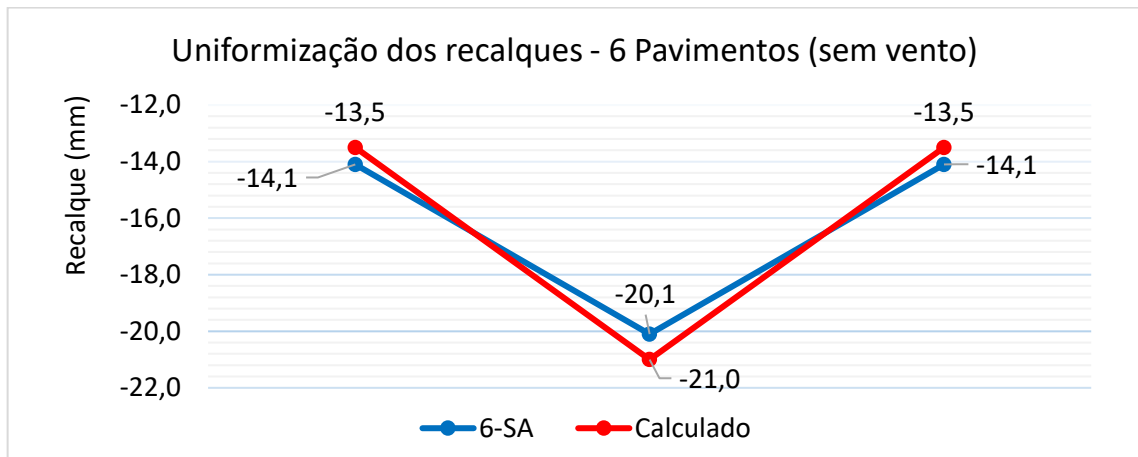


Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

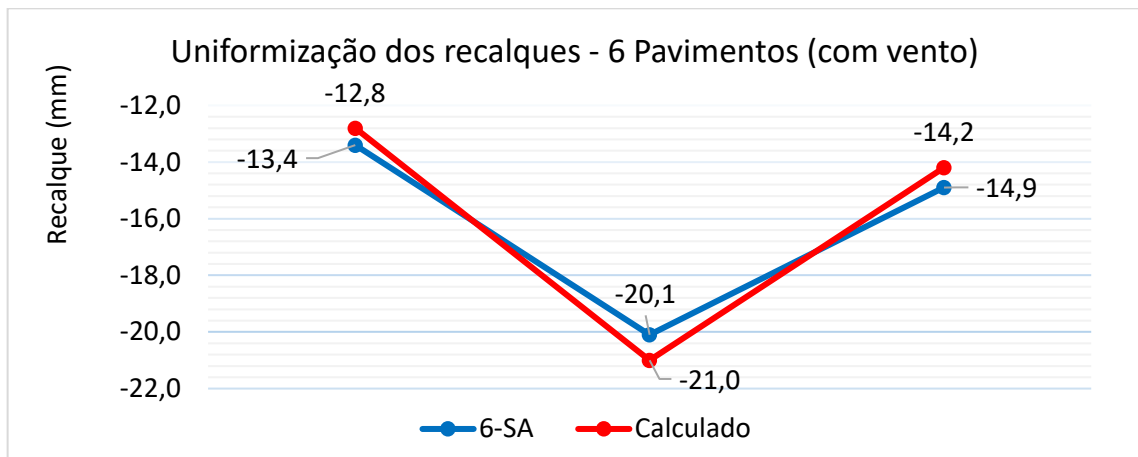
**Gráfico 12 - Uniformização dos recalques para a estrutura de 12 pavimentos (com vento).**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 13 - Uniformização dos recalques para a estrutura de 6 pavimentos (sem vento).**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 14 - Uniformização dos recalques para a estrutura de 6 pavimentos (com vento).**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

Para a estrutura de 12 pavimentos a variação dos recalques absolutos em cada apoio do pórtico foi da ordem de 3% enquanto para a de 6 pavimentos foi de aproximadamente 4,5%. Em relação aos recalques diferenciais, a redução foi de 25,5% e 20,0%, respectivamente.

## 9.5 REDISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS

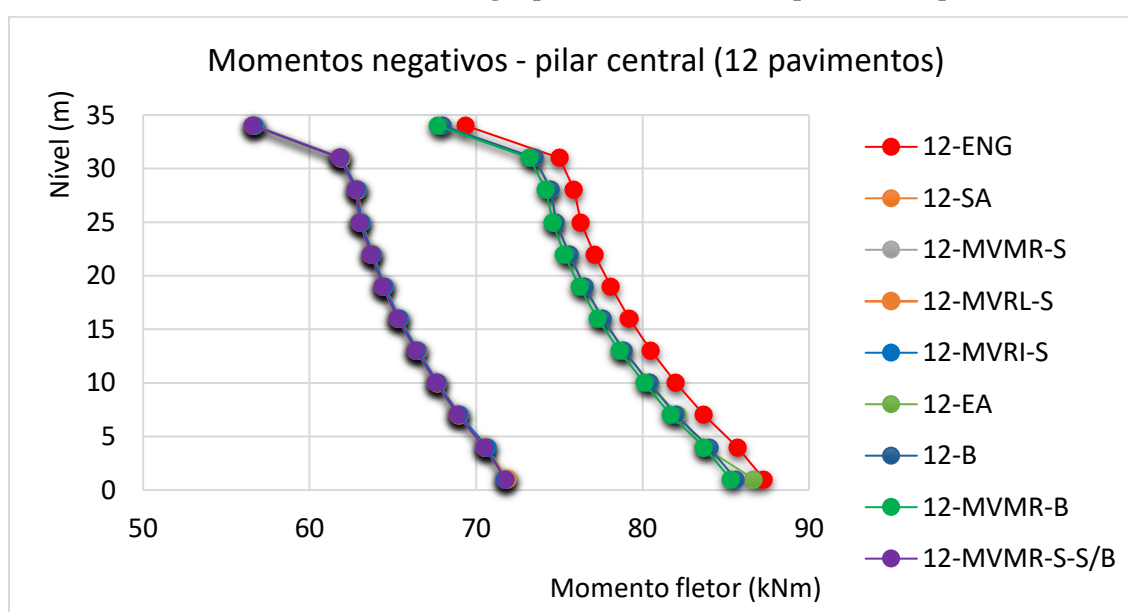
Além de haver uma redistribuição dos esforços nos pilares, reações e de apoio e, conseqüentemente, alteração dos deslocamentos verticais dos apoios, com a presença de deslocamentos maiores no pilar central em relação aos pilares de extremidade as vigas das estruturas também sofrem alterações em seus esforços internos. Neste trabalho focou-se em analisar apenas as variações que ocorrem nos diagramas de momentos fletores sem que atue

vento na estrutura. Uma análise mais completa seria possível ao traçar as envoltórias de momentos fletores com e sem ISE.

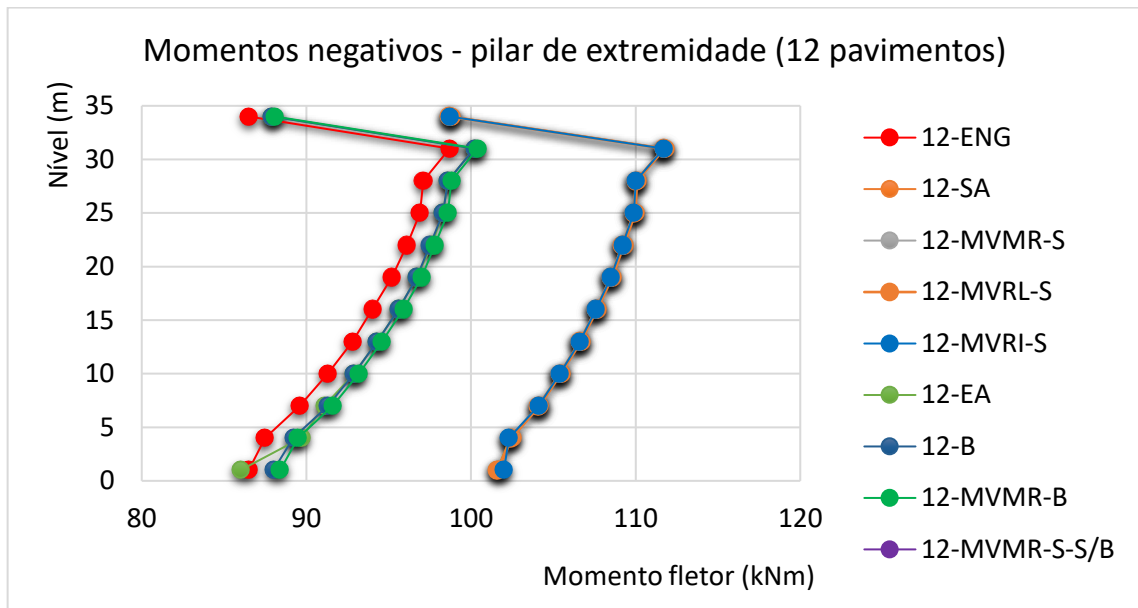
De maneira geral, ao observar os gráficos a seguir percebe-se que o diagramas de momentos fletores das vigas se comportam da seguinte forma:

- Há uma redução dos momentos negativos no pilar central (apoio com maior deslocamento);
- Os momentos positivos dos tramos das vigas aumentam;
- Ocorre também um aumento dos momentos negativos das vigas sobre os pilares de extremidade.

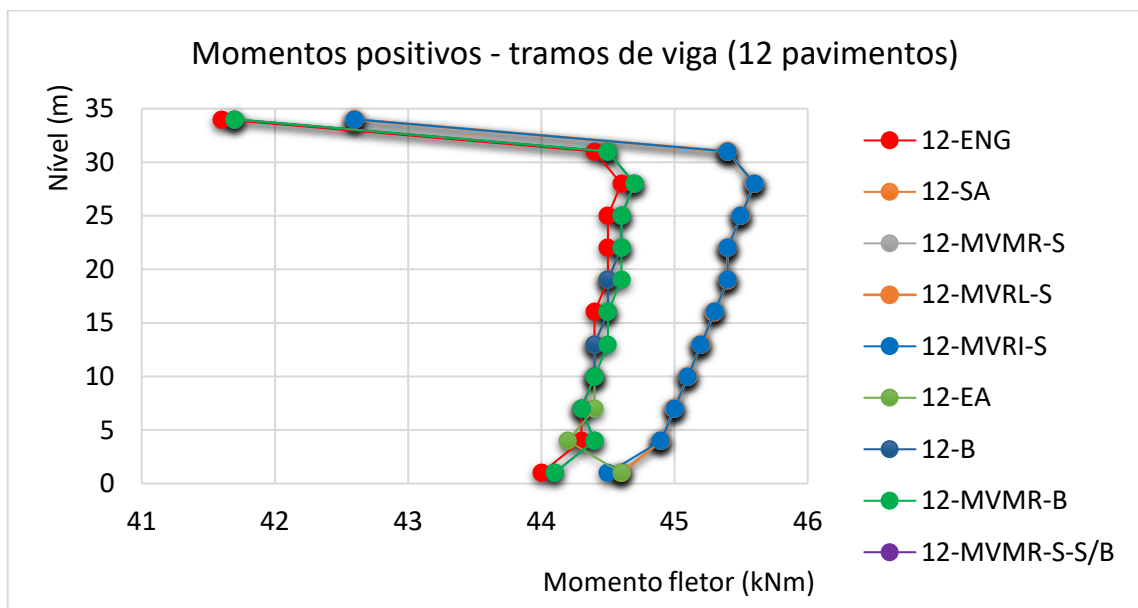
Gráfico 15 – Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 12 pavimentos (pilar central).



Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 16 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 12 pavimentos ( pilar de extremidade).**

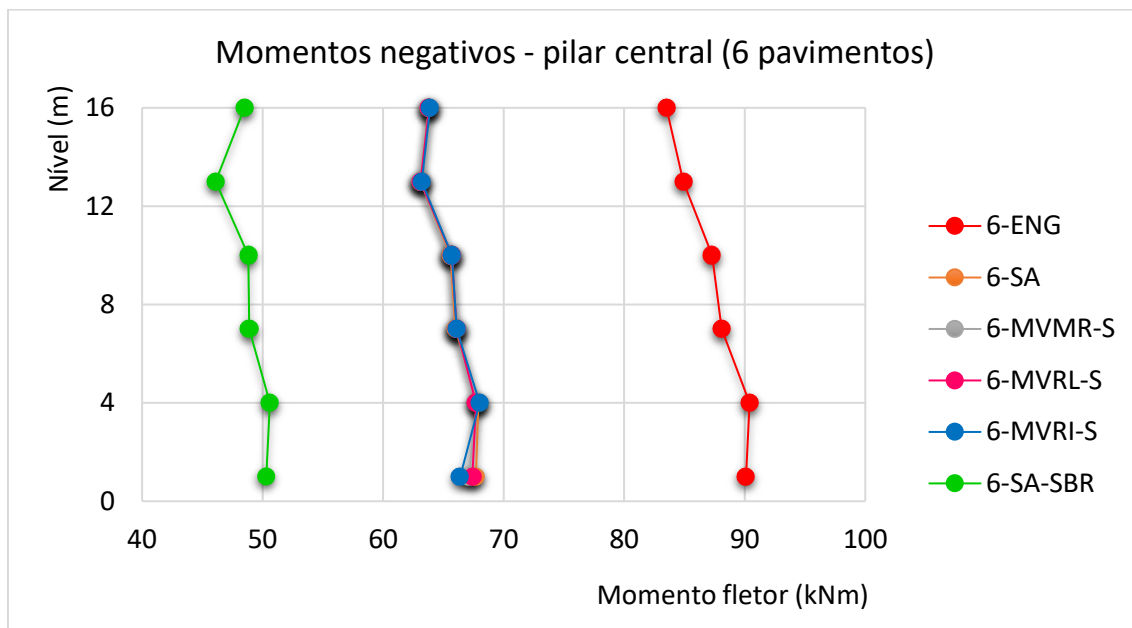
Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 17 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 12 pavimentos (tramo de viga).**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

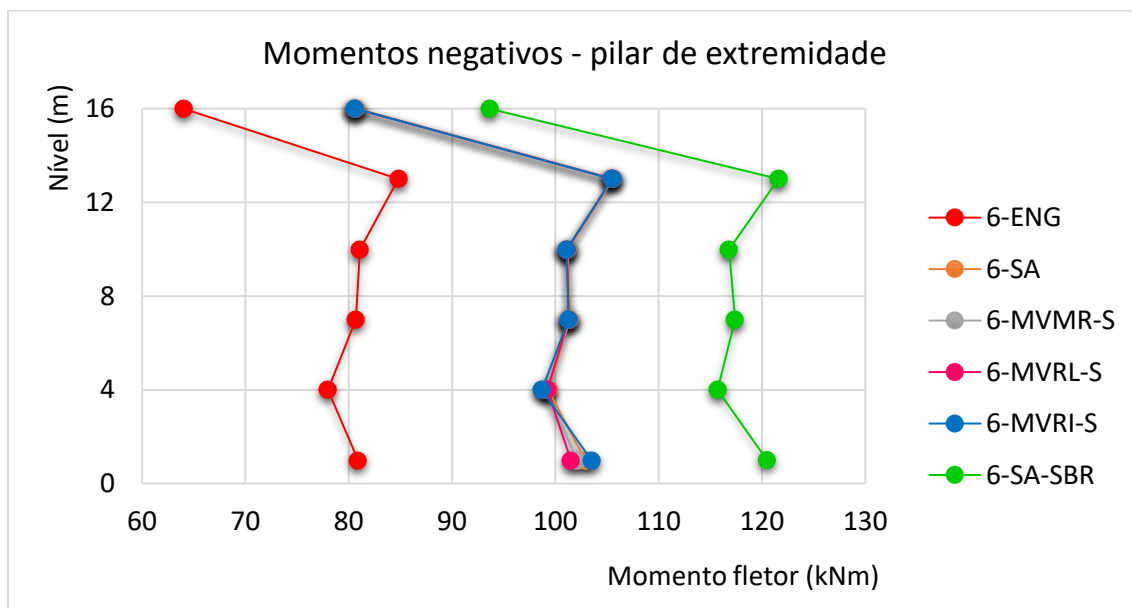
Para a estrutura de 12 pavimentos, os momentos fletores sobre o pilar central diminuiram cerca de 18% se comparar os modelos sobre sapatas com o modelo 12-ENG. Nos pilares de extremidade o aumento foi de aproximadamente 15% nos momentos positivos dos tramos foi de apenas 2%. Para os modelos sobre estacas a variação foi praticamente desprezível, devido a pequena deslocabilidade dos apoios para estes modelos.

**Gráfico 18 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 6 pavimentos (pilar central).**

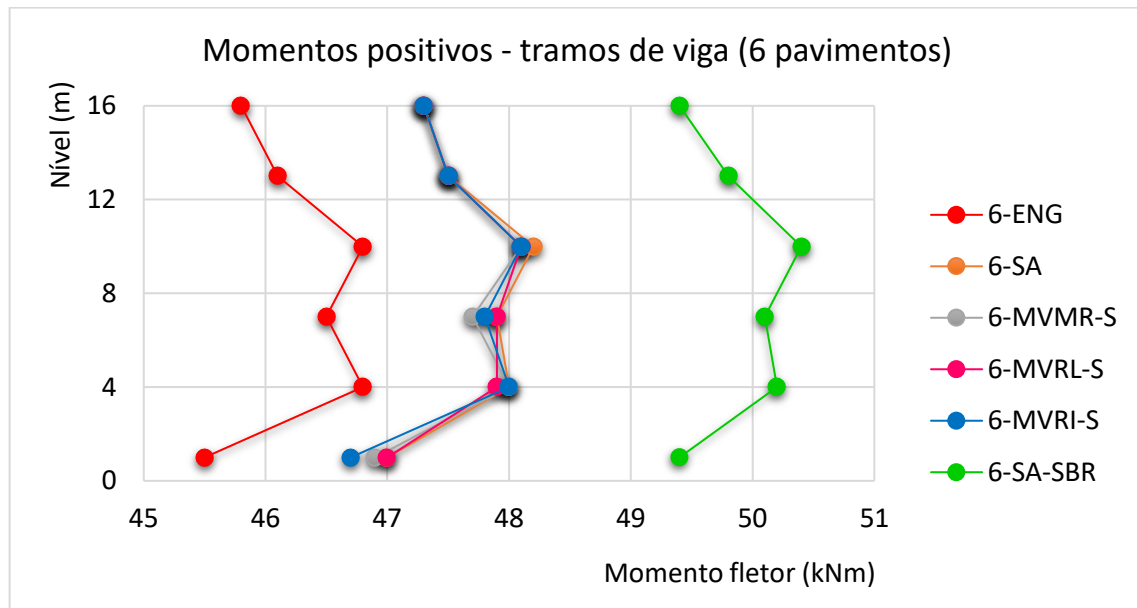


Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 19 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 6 pavimentos (pilar de extremidade).**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

**Gráfico 20 - Momentos fletores nas vigas para a estrutura de 6 pavimentos (tramo de viga).**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2016).

Com a estrutura de 6 pavimentos as variações foram mais significantes. No pilar central obteve-se em média 25% de variação entre o modelo sobre argila dura e o modelo 6-ENG. Nos pilares de extremidade a variação foi em torno de 26% e nos tramos de viga o aumento foi de aproximadamente 3,5%. Ao trocar as rigidezes das molas de deslocamento vertical as variações passaram para 44%, 46% e 8%, respectivamente.

Vale destacar que para a estrutura de 12 pavimentos a sapata sob o pilar central foi dimensionada para aplicar uma tensão de serviço inferior a tensão aplicada pelas sapatas de extremidades devido a uma limitação imposta pela NBR 6122 (ABNT, 1996) para sapatas com área maior que 10 m<sup>2</sup>. Dessa forma, o recalque diferencial para esta estrutura foi menor do que para a de 6 pavimentos.





## 10 CONCLUSÃO

Os estudos realizados neste trabalho contribuíram para mostrar qual a influência da ISE nos resultados obtidos em análises estruturais de edificações. A ampla revisão bibliográfica apresentada e o desenvolvimento de exemplos numéricos permitiram contribuir ainda mais para o desenvolvimento do assunto que ainda é dificilmente observado em livros didáticos e normas.

Os modelos desenvolvidos buscaram identificar os efeitos da ISE em diferentes etapas da análise estrutural de uma edificação. Para isso foram apresentadas diversas tabelas e gráficos comparativos entre os modelos com e sem a consideração da ISE, tanto para a estrutura de 12 pavimentos, quanto para a de 6. Todos os modelos desenvolvidos foram explicados etapa por etapa a fim de facilitar a compreensão e auxiliar projetistas na concepção de projetos futuros ou na avaliação e revisão de projetos passados.

Primeiramente buscou-se identificar os efeitos da ISE em relação à verificação da estabilidade global da estrutura, por meio da avaliação do coeficiente  $\gamma_z$ . Notou-se que para todos os modelos que incluem a ISE o valor desse coeficiente foi maior do que para o modelo tradicional que considera a hipótese de apoios indeslocáveis. Quando menor a rigidez dos apoios, maior é a variação obtida neste parâmetro. Logo, para a estrutura de 12 pavimentos, o valor de  $\gamma_z$  variou mais nos modelos com sapatas do que nos modelos com estacas, pois para sapatas os deslocamentos verticais nos apoios foram maiores do que para as estacas. Já para a estrutura de 6 pavimentos, quando todos os modelos com ISE eram relacionados a sapatas, a maior variação foi ao substituir o tipo de solo sob a fundação, reduzindo a rigidez dos apoios e, conseqüentemente, aumentando os deslocamentos verticais em relação ao modelo apoiado sobre um solo de maior resistência.

Outra característica importante na verificação da estabilidade global de uma edificação é a rigidez a rotação dos apoios pois quanto mais livre for a rotação do apoio, maiores serão os deslocamentos horizontais obtidos para o cálculo do  $\gamma_z$ . Normalmente essa vinculação é definida de duas formas: ou a rotação é restringida (engaste) ou é livre (apoio de 1º e 2º tipo). Para a fundação real a rigidez a rotação é um coeficiente de mola que varia entre esses dois extremos. Para estacas, a rigidez a rotação se assemelha bastante a condição de rotação impedida. Já para as sapatas, observa-se que para um mesmo tipo de solo, quanto maior for a sapata, maior será a rigidez a rotação da fundação. Para sapatas idênticas e solos diferentes, a rigidez a rotação é maior para o solo que apresenta maior rigidez. Sendo assim, na maioria das vezes a adoção de rotação restringida apresenta resultados próximos aos da fundação real. Dessa forma, recomenda-se que o cálculo da rigidez a rotação de uma fundação seja feito apenas para sapatas pequenas e sobre solos de pouca resistência, o que na prática ocorreria para o dimensionamento de fundações de pequenas obras, onde normalmente a verificação da estabilidade global não é tão importante.

Em relação ao módulo de reação vertical dos solos verificou-se que para solos com características semelhantes, os valores obtidos analiticamente encontram-se dentro das faixas de valores propostos apresentadas por Ehlers (1962) e Terzaghi (1956). Nesse caso, calcular esses coeficientes através de formulações complicadas ou por correlações com os recalques estimados para as fundações não representa um ganho tão significativo em relação a quão

próximo do comportamento real o modelo está. Portanto, as equações propostas na bibliografia são indicadas sempre que, para as características do solo onde será executada a estrutura, não existam valores correspondentes nas tabelas de valores típicos.

Ao comparar as análises feitas com e sem ISE percebeu-se a ocorrência de uma redistribuição dos esforços que atuam nos elementos estruturais. No pilar central, onde o deslocamento vertical do apoio foi maior, houve uma redução do esforço normal e nos pilares de extremidade esse esforço sofreu um pequeno acréscimo de carga. Essa variação, provocada pela existência de um recalque diferencial na estrutura, é transmitida ao solo através das fundações. Sendo assim, as fundações sob os pilares de extremidade serão mais carregadas do que o valor de reação de apoio obtido para o modelo sem ISE, o que implica em uma redução da segurança e em casos extremos poderia causar deslocamentos excessivos ou até a ruína estrutural.

Com a alteração dos valores de reação de apoio, alteram-se também os deslocamentos verticais desses pontos. Como no pilar central o deslocamento diminui e nos pilares de extremidade aumenta, o recalque diferencial tende a diminuir ao considerar a ISE, deixando a deformada de recalques mais suave. Esta conclusão também é apresentada por diversos autores citados neste trabalho. Com isso, dificilmente a estrutura apresentará recalques diferenciais além dos limites estabelecidos em função do tipo de solo, visto que o recalque diferencial obtido analiticamente considerando as reações de apoio dos modelos sem ISE sempre tenderá a ser maior. Uma alternativa observada no desenvolvimento deste trabalho para redução dos recalques diferenciais em estruturas sobre sapatas é dimensioná-las de modo que sob os pilares mais carregados a tensão aplicada no solo seja inferior a tensão aplicada pela demais sapatas. Foi exatamente o que ocorreu para o pilar central da estrutura de 12 pavimentos, onde, por uma limitação da NBR 6122 (ABNT, 1996), a tensão aplicada no solo foi inferior e tensão admissível estimada.

As maiores variações entre os modelos sem e com ISE foram encontradas nos diagramas de momentos fletores das vigas. Avaliando os nós das vigas no encontro com os pilares verificou-se que para os pontos com maiores deslocamentos verticais o momento fletor diminui e nos pontos onde o deslocamento vertical é menor o momento fletor aumenta. Como os recalques diferenciais foram maiores para a estrutura de 6 pavimentos do que para a de 12, nestes modelos a variação foi também mais expressiva. Uma diferença ainda mais significativa é observada ao trocar a rigidez do solo de fundação para as sapatas dos modelos com 6 pavimentos. Em situações extremas com recalques diferenciais muito grandes o momento fletor negativo do apoio central da viga pode inclusive inverter de sinal. Este fato reforça novamente a importância de limitar os recalques diferenciais de uma edificação. Para os momentos máximos positivos dos tramos de viga a variação é menos brusca, mas existe.

Os demais esforços internos das vigas e pilares também sofrem variações, mas estas não foram analisadas neste trabalho. Nota-se que a redistribuição dos esforços pode trazer mudanças significativas no dimensionamento estrutural dos elementos. Ao dimensionar as peças considerando os esforços obtidos para os modelos sem ISE pode ser que não seja atingida a segurança necessária nos Estados Limites Últimos ou as verificações do Estado Limite de Serviço.

Por meio da comparação entre os modelos percebe-se que muitos deles apresentam um comportamento estrutural praticamente idêntico em relações aos deslocamentos e esforços internos, como é o caso dos pares de modelos (12 ou 6)-SA e (12 ou 6)-MVMR-S, 12-B e 12-MVMR-B. Sendo assim, conclui-se que para estas situações a modelagem das sapatas e dos blocos acoplados a superestrutura podem ser desnecessárias, permitido que sejam utilizadas apenas os conjuntos de molas que representam a rigidez desses elementos. Dessa maneira, o projetista deverá escolher o modelo que é mais fácil de modelar no programa que está sendo utilizado por ele. Se o programa aceita a modelagem das sapatas e blocos acoplados a superestrutura, esta deve ser a utilizada. Porém se o programa permitir somente a inserção de coeficientes de mola nos apoios, a obtenção das molas deverá ser obrigatoriamente realizada utilizando os procedimentos apresentados neste trabalho para depois serem inseridas no software.

Mesmo que de maneira simplificada, a consideração da ISE nos modelos sempre irá trazer resultados mais próximos dos observados na estrutura real. Mesmo que os modelos ainda não englobem todas as variáveis que seriam necessárias para descrever o comportamento real da estrutura (o que é praticamente impossível devido à grande aleatoriedade de algumas variáveis), o fato de incluir os efeitos do solo e das fundações significa um importante avanço, visto que os resultados obtidos são mais próximos da realidade do que os obtidos pelos modelos tradicionais utilizados pelos projetistas, com fundações indeslocáveis.

Em relação aos modelos verifica-se que não existem grandes dificuldades em inserir os efeitos da ISE. No entanto, o ponto crítico para passar a usar esses modelos na prática é a necessidade de uma maior integração entre projetistas de fundações e estruturas, uma vez que é necessário que o projetista estrutural saiba pelo menos quais os coeficientes de mola que devem ser utilizados como rigidezes dos apoios do modelo. Por outro lado, para obter esses coeficientes, o projetista de fundações precisa conhecer as cargas transmitidas para a fundação. Depois de inserir as molas no modelo novos esforços serão obtidos pelo engenheiro estrutural que deverá passar esses esforços para o engenheiro de fundações. Este, por sua vez, terá que redimensionar as fundações e fornecer novos coeficientes de mola. Esse processo deve se repetir até que haja a convergência dos resultados. Nos modelos desenvolvidos neste trabalho a convergência foi atingida rapidamente e em algumas situações foi necessário apenas comparar o recalque do apoio apresentado pelo modelo com a previsão de recalques realizada no software ISE MEH; quando esses dois valores eram os mesmos, o processo iterativo cessava.

## 10.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Avaliando os resultados e conclusões obtidos neste trabalho e com o objetivo de trazer novas contribuições sobre a problemática da ISE sugere-se a realização dos seguintes estudos:

- a) Elaboração de modelos tridimensionais com a consideração da ISE através do Método de Winkler e molas definidas nas duas direções do terreno e comparação com os resultados simplificados deste trabalho;

- b) Elaboração de modelos tridimensionais com a consideração da ISE através dos métodos de meio contínuo e comparação com os resultados simplificados deste trabalho;
- c) Estudo sobre maneiras mais precisas de modelar a ISE em fundações por estacas utilizando os princípios do Método de Winkler, principalmente sobre como determinar o coeficiente de deslocamento vertical de uma estaca;
- d) Desenvolvimento de um programa onde, a partir das características geométricas da fundação e dos parâmetros de resistência do solo, sejam definidas as molas de rigidez à rotação para a fundação;
- e) Avaliação a variação dos esforços internos das vigas dos pórticos obtidos para cada combinação de ações e comparar as envoltórias de esforços dos diferentes modelos;
- f) Aprofundamento no tema de ISE e análise conjunta com a sequência construtiva da edificação, de modo que os modelos desenvolvidos no futuro possam ser ainda mais realistas;
- g) Análise dos critérios de segurança utilizados para verificar a superestrutura e a infraestrutura de modo que ambas as verificações possam ser realizadas em conjunto ou pelo menos utilizando os mesmos critérios de segurança;
- h) Comparação do consumo de materiais: concreto e aço para modelos com e sem ISE;
- i) Comparação entre os recalques obtidos pelos modelos com ISE e o comportamento em campo de estruturas executadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALPAN, I. **Estimating the settlements of foundations on sands**. Civil engineering and public works review, v. 59, 1964. p.1415-1418.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Notas de aula – Pré-dimensionamento da estrutura**. ECC 1008 – Estruturas de concreto. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria, 2014.

ALTO QI. **Coefficientes de recalque horizontal e vertical do solo**. Disponível em <<http://faq.altoqi.com.br/content/174/1045/pt-br/coeficientes-de-recalque-horizontal-e-vertical-do-solo.html>>. Acesso em 01 de julho de 2016.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, 2011.

AOKI, Nelson. **Previsão da curva carga-recalque**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos, 1984.

AOKI, Nelson; VELLOSO, Dirceu de Alencar. An approximated method to estimate the bearing capacity of piles. IN: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, v.1, 1975. p. 367-376.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6122: Projeto e execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação**. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

BASTOS, P. **Notas de Aula – Estruturas de Concreto III**. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2014.

BOWELS, Joseph E. **Foundation analysis and design**. 4 ed. New York: MacGraw-Hill Book Co, 1988.

BURLAND, J. B.; BIJBIDGE, M. C. Settlements of foundations on sand and gravel. In: INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. London. 1985. **Proceedings...** London: Institution of Civil Engineers, 1985.

CAMARGO, Fabiana Ester 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.

CASSOL PRÉ-FABRICADOS. **Catálogo de estacas**. Disponível em: <<http://www2.cassol.ind.br/produtos-2/estacas/>>. Acesso em 24 de junho de 2016.

CHAMECKI, S. **Consideração da rigidez no cálculo de recalques de fundações**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre: Iphis Gráfica e Editora, 1956. p. 35-80.

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

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson.; ALBIERO, José Henrique. **Tensão admissível em fundações diretas**. Editora Rima, São Carlos, 2003. 142 p.

\_\_\_\_. **Extrapolação de recalques de placas para sapatas em areia. Solos e Rochas**. v. 3. 2005. p. 241-247.

\_\_\_\_. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

COLARES, George Moura. **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.

COSTA NUNES, A. J. **Curso de mecânica dos solos e fundações**. Editora Globo, 1956.

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

CHRISTAN, Priscila. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, Curitiba, 2012.

EHLERS, Georg. **2 Bände: Beton-Kalender. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer. Teil I und II**. 1962.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S. Interação solo-estrutura em edifícios altos. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA – COBRAMSEF. Foz do Iguaçu, 1994. **Anais...** Foz do Iguaçu, 1994.

GARCEZ, Estela. **Notas de aula – Comportamento e estabilidade global de estruturas. Grandes estruturas**. Universidade Federal de Pelotas – UFPEL, Pelotas, 2013.

GUIDI, Carlo Cestelli. **Geotecnica e tecnica delle fondazioni. Vol. 2**. Roma: Hoepli, 1991. 1008 p.

GUSMÃO FILHO, Jaime A. **FUNDAÇÕES: Do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Pernambuco: Editora universitária UFPE, 2002.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, Alexandre D.; GUSMÃO FILHO, Jaime A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações**. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, 1994.

GUSMÃO, A. D.; LOPES, F. R. Um método simplificado para consideração da interação solo-estrutura em edificações. In: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA – COBRAMSEF. Salvador, 1994. **Anais...**, v2, Salvador, 1994. P.447-454.

HOLANDA JÚNIOR, Osvaldo Gomes de. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 1998.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 2000.



JORDÃO, Darcília Ruani. **Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas considerando a interação estrutura-solo**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 2003.

LEONI, Augusto José. **Apunte de coeficiente de balasto**. Facultad de Ingenieria, Universidad Nacional de La Plata (UNLP), La Plata, 1973.

LOPES, F. R; GUSMÃO, A. D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Firenze, 1991. **Proceedings**. Rotterdam, A. A. Balkema, 1991, v. 2, p.505-509.

MEYERHOF, G. G. **Some recent foundation research and its application to design**. Londres, 1953.

MEYERHOF, G. G. **Compaction of sands and bearing capacity of piles**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol 85, 1953. p. 01-29.

MEYERHOF, G. G. **Shallow foundations**. Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, v.91, 1965. P. 21-31.

MORAES, Marcello da Cunha. **Estruturas de fundações – 2ª edição**. São Paulo: McGraw Hill, 1976. 205 p.

MULTIPLUS. **Módulos e recursos do CypeCAD**. Disponível em <<http://www.multiplus.com/software/cypecad/modulos-e-recursos.asp>>. Acesso em 01 de julho de 2016.

PAVAN, R. C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERI, G. **Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas**. 2004.

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

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

RAUSCH, Elizabeth. **Machine foundation and other dynamically loaded structures**. Berlin: Varlag, 1959.

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, Noel E.; MENZIES, Bruce K. **Introdução à engenharia de fundações.** Rio de Janeiro: Interciência, 1981. 199p.

SOUZA, Rafael de; REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas.** Universidade Estadual de Maringá – UEM, Maringá, 2008.

SOWERS, G. F.; MARTIN, C. B.; WILSON, L. L. **Bearing capacity of friction pile groups in homogeneous clay from model studies.** V ICSMFE, Paris. 1961. p. 155-159.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W et al. Fundações: teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1996.

TERZAGHI, Karl. **Evaluation of coefficients of subgrade reaction.** Cambridge: Institution of civil engineers, 1956. 326 p.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph Brazelton. **Soil mechanics in engineering practice.** New York: John Wiley & Sons, 1948.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph Brazelton. **Soil mechanics in engineering practice.** 2 ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.

TQS. **SISEs - Interação Solo-Estrutura.** Disponível em <<http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/82-sises-interacao-solo-estrutura>>. Acesso em 01 de julho de 2016.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. IN: ICSMFE, Zurich, 1953. **Proceedings...** Zurich, v.2, 1975. p. 84-90.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações, volume 1: critérios de projeto – investigações do solo – fundações superficiais.** São Paulo: Oficina de Textos, 2ª ed, 2011.

VÉSIC, A. S. Experiments with instrumental pile groups in sand. Symposium on Performance of deep foundations, **Proceedings...** ASTM. 1969. p. 171-222.

VÉSIC, A. S. **Principles of pile foundation design**. Duke University, School of Engineering, Soil Mechanics Series, 1975.

WHITAKER, T. C. **Experiments with model piles in groups**. Geotécnique, vol. 7. 1957. p. 147-167.

WINKLER, Emil. **Die lehre von der Elastizitat und Festigkeit**. Domicius, Praga, 1867.

## APÊNDICE A – MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RECALQUES EM SAPATAS

### MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS BASEADOS NO SPT

#### Método de Terzaghi e Peck

Terzaghi e Peck (1948, 1967) desenvolveram estudos pioneiros para correlacionar os valores dos ensaios de SPT com o recalque e a tensão admissível em areias. Nestes estudos foi indicada que a tensão que provoca o recalque de 1” pode ser calculada por meio da Equação (77).

$$\sigma_{adm} = 4,4 \left( \frac{Nspt - 3}{10} \right) \left( \frac{B + 1'}{2B} \right)^2 \quad (77)$$

Onde,

- $\sigma_{adm}$ : tensão, em  $kgf/cm^2$ , que produz um recalque de 1”;
- $Nspt$ : número de golpes do ensaio SPT;
- $B$ : menor dimensão da sapata em pés ( $B \geq 4'$ )

Para solos com o nível d’água na superfície a tensão deve ser reduzida à metade (TERZAGHI; PECK, 1948, 1967). Segundo Velloso e Lopes (2011) está metodologia é muito conservadora.

#### Método de Meyerhof

Meyerhof (1965) propôs as Equações (78) e (79) para correlacionar a tensão aplicada ao recalque previsto em sapatas sobre areias.

$$\sigma_{adm} = \frac{Nspt \cdot \rho_{adm}}{8} \text{ para } B \leq 4' \quad (78)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{Nspt \cdot \rho_{adm}}{12} \left( \frac{B + 1'}{B} \right)^2 \text{ para } B > 4' \quad (79)$$

Onde a dimensão  $B$  deve ser fornecida em pés,  $\rho_{adm}$  em polegadas e  $\sigma_{adm}$  em  $kgf/cm^2$ . Segundo Velloso e Lopes (2011) está metodologia também é bastante conservadora.

## Método de Alpan

Alpan (1964) estima o recalque de uma fundação por meio da extrapolação do recalque obtido para uma placa quadrada de 1' de largura (aproximadamente 30 cm) através da Equação (80).

$$\rho_f = \rho_p \left( \frac{2B}{B+b} \right)^2 \quad (80)$$

Onde,

- $\rho_f$ : recalque da fundação;
- $\rho_p$ : recalque da placa;
- $B$ : menor dimensão da fundação;
- $b$ : menor dimensão da placa.

O recalque da placa pode ser calculado através da Equação (40).

$$\rho_p = a_0 \cdot \sigma \quad (81)$$

Em que,

- $a_0$ : inverso do módulo de reação vertical do solo ( $k_s$ ) para a placa de 30 cm.
- $\sigma$ : tensão aplicada no solo pela placa.

Quando as fundações não forem quadradas ou circulares, o valor de  $\rho_p$  deve ser multiplicado por um fator de forma  $m$ , dado pela Tabela 24.

**Tabela 24 - Fator de forma  $m$ .**

<b>L/B</b>	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
<b><math>m</math></b>	1,00	1,21	1,37	1,60	1,94	2,36

**Fonte: Adaptado de Alpan (1964).**

## Método de Burland e Burbidge

De acordo com Burland e Burbidge (1985), pode-se calcular o recalque de fundações sobre solos arenosos a partir da Equação (82).

$$\rho = \sigma \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,71}{N_{spt}^{1,4}} \cdot f_s \cdot f_l \quad (82)$$

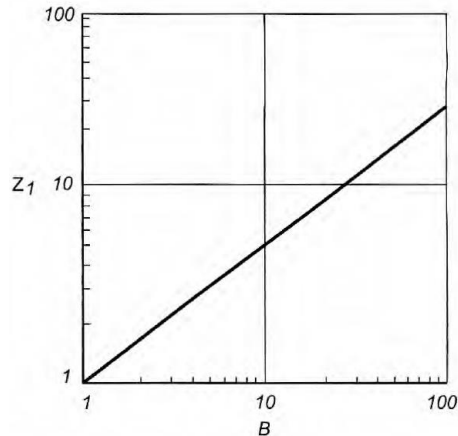
Onde,

- $\rho$ : recalque da fundação em mm;
- $\sigma$ : tensão aplicada em  $kN/m^2$ ;

- $N_{spt}$ : média do número de golpes no ensaio de SPT na profundidade de influência  $Z_1$ ;
- $f_s$ : fator de forma;
- $f_l$ : fator de espessura compressível.

A profundidade de influência  $Z_1$  pode ser definida a parti da Figura 47.

**Figura 47 - Profundidade de influência  $Z_1$ .**



Fonte: Burland e Burbidge (1985).

O fator de forma  $f_s$  é calculado através da Equação (83).

$$f_s = \left( \frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right) \quad (83)$$

E o fator de espessura compressível  $f_l$  através da Equação (84), sendo que, para  $H > Z_1$ ,  $f_l = 1,0$ .

$$f_l = \frac{H}{Z_1} \left( 2 - \frac{H}{Z_1} \right) \quad (84)$$

### Método de Schmertmann

Schmertmann (1970) realizou diversos estudos teóricos e por meio de simulação pelo método dos elementos finitos a fim de avaliar a variação da deformação vertical ( $\varepsilon_z$ ) ao longo da profundidade em solos arenosos, sob sapatas rígidas. Nestes estudos verificou-se que a deformação máxima não ocorre no contato com a base da sapata. O pico de deformações ocorre à uma profundidade de cerca de  $2B$  e torna-se nula na profundidade  $2B$ . A partir disso, foi definido um fator de deformação específica ou de influência na deformação, calculado através da Equação (85).

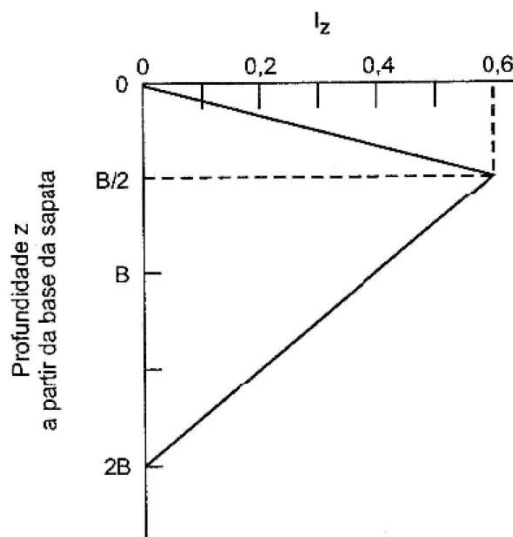
$$I_z = \varepsilon_z \frac{E_s}{\sigma} \quad (85)$$

Onde,

- $I_z$ : fator de influência na deformação;
- $\varepsilon_z$ : deformação específica na profundidade  $z$ ;
- $E_s$ : módulo de elasticidade do solo;
- $\sigma$ : tensão média aplicada no solo pela sapata.

A determinação gráfica do fator  $I_z$  pode ser feita através da Figura 48, supondo uma distribuição triangular ao longo da profundidade.

**Figura 48 - Fator de influência na deformação específica vertical.**



Fonte: Schmertmann (1970).

Através de relações de triângulos pode ser obtido rapidamente o fator  $I_z$  para a profundidade desejada, através das Equações (86) ou (87).

$$I_z = 1,2 \frac{z}{B} \quad \text{para } z \leq B/2 \quad (86)$$

$$I_z = 0,4 \left( 2 - \frac{z}{B} \right) \quad \text{para } B/2 \leq z \leq 2B \quad (87)$$

Conhecendo as características do solo sob a sapata pode-se calcular o recalque através do somatório dos recalques das  $n$  subcamadas consideradas homogêneas entre as

profundidades 0 a  $2B$  a partir da base da sapata. Este procedimento é realizado utilizando a Equação (88).

$$\rho = C_1 \cdot C_2 \cdot \int_0^{2B} \varepsilon_z dz = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_z}{E_s} \Delta z \right)_i \quad (88)$$

Em que,

- $C_1$ : fator de correção devido ao embutimento da sapata;
- $C_2$ : fator de correção devido ao tempo;
- $\sigma^*$ : tensão líquida aplicada pela sapata.
- $I_z$ : fator de influência na deformação na metade da camada  $i$ ;
- $E_s$ : módulo de elasticidade do solo da camada  $i$ ;
- $\Delta z$ : espessura da camada  $i$ .

Segundo Cintra *et al.* (2011) o embutimento de uma sapata pode reduzir em até 50% o valor dos seus recalques. Dessa forma, Schmertmann define o fator  $C_1$  através da Equação (89).

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{\sigma}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (89)$$

O valor da tensão líquida aplicada pela sapata ( $\sigma^*$ ) pode ser calculado por meio da Equação (90) e visa descontar o peso do solo retirado pela escavação até a cota de apoio da sapata. Nesta equação tem-se  $q = \gamma h$ , onde  $h$  é o embutimento da sapata.

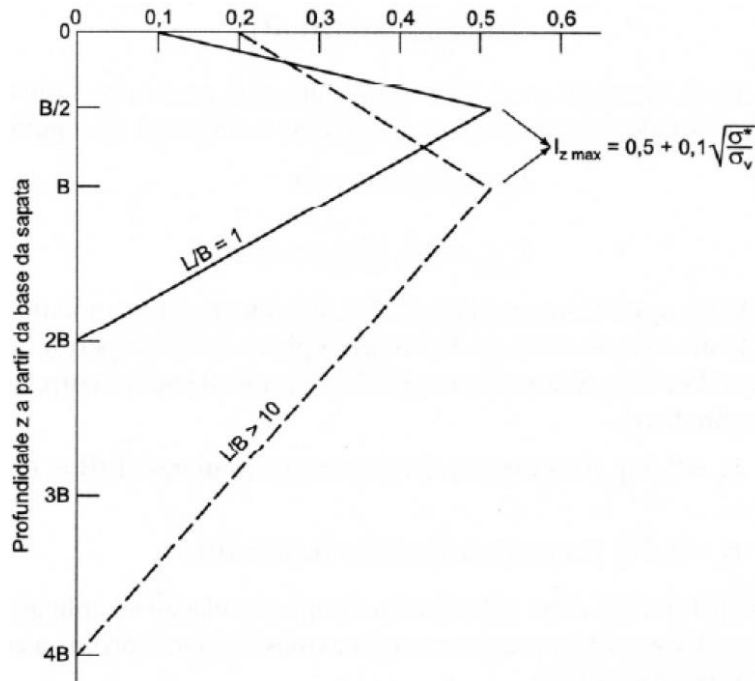
$$\sigma^* = \sigma - q \quad (90)$$

Ao longo do tempo ( $t$ ) desenvolve-se uma parcela de recalque adicional ao recalque imediato. A consideração desta parcela é feita por meio da majoração do recalque através do fator  $C_2$ , definido através da Equação (91), com o valor de  $t$  em anos. No caso de haver interesse apenas no recalque imediato ( $\rho_i$ ) basta considerar  $C_2 = 1,0$ .

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{t}{0,1} \right) \quad (91)$$

Em 1978, Schmertmann *et al.* (1978) sugeriram algumas modificações para o método de modo que fosse melhor avaliada a diferença existente entre os recalques de sapatas quadradas e sapatas corridas. O perfil do fator de influência na deformação passa a ser o apresentado na Figura 49.



**Figura 49 - Fator de influência na deformação específica vertical aperfeiçoado.**

Fonte: Schmertmann *et al.* (1978).

O valor máximo de  $I_z$  ocorre à profundidade de 1/4 do “bulbo” de recalques, ou seja,  $z = B/2$  para sapata quadrada e  $z = B$  para sapata corrida e tem seu valor expresso pela Equação (92).

$$I_{zm\acute{a}x} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (92)$$

Onde,

- $I_{zm\acute{a}x}$ : valor máximo do fator de influência na deformação vertical;
- $\sigma^*$ : tensão líquida aplicada pela sapata;
- $\sigma_v$ : tensão vertical efetiva na profundidade correspondente à  $I_{zm\acute{a}x}$ .

Os demais valores de  $I_z$  podem ser determinados através da Figura 49 ou por meio das Equações deduzidas por Antoniazzi (2011).

Para sapatas quadradas ( $L/B = 1$ ):

$$I_z = 0,1 + 2(I_{zm\acute{a}x} - 1) \frac{z}{B} \quad \text{para } z \leq B/2 \quad (93)$$

$$I_z = \left(\frac{2}{3}\right) I_{zm\acute{a}x} \left(2 - \frac{z}{B}\right) \quad \text{para } B/2 \leq z \leq 2B \quad (94)$$

Para sapatas corridas ( $L/B > 10$ ):

$$I_z = 0,2(I_{zmáx} - 0,2) \frac{z}{B} \quad \text{para } z \leq B \quad (95)$$

$$I_z = \left(\frac{1}{3}\right) I_{zmáx} \left(4 - \frac{z}{B}\right) \quad \text{para } B \leq z \leq 4B \quad (96)$$

Para sapatas intermediárias ( $1 < L/B < 10$ ) pode-se construir um diagrama interpolado cujo “bulbo” de recalques vá até a profundidade definida pela Equação (38).

$$z = 2B[1 + \log(L/B)] \quad (97)$$

## MÉTODOS EMPÍRICOS

Os métodos empíricos, apesar de não serem os mais indicados para uso em projetos estruturais, podem ser utilizados em estudos iniciais e em obras de pequeno vulto. Nesse tipo de método ao invés de impor limites para os recalques das fundações, limitam-se as tensões que podem ser aplicadas por elas no solo, sendo estas apresentadas geralmente em forma de tabela de tensões admissíveis ou tensões básicas que dependem do tipo de solo. Estas tensões geralmente estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais (VELLOSO e LOPES, 2011).

A Tabela 25 traz as tensões básicas ( $\sigma_0$ ) em função do tipo de solo onde será executada a fundação. Velloso e Lopes (2011) citam que, apesar de serem quase sempre conservadoras, as tensões apresentadas na Tabela 25 devem ser utilizadas com cautela. Por exemplo, a Tabela 25 assume que para areias compactas a tensão básica é de 0,5 MPa, mas este valor só pode ser utilizado se as camadas solicitadas pela fundação abaixo desta camada de areia forem igual ou mais resistentes.

**Tabela 25 - Tensões básicas da norma NBR 6122 (ABNT, 1996).**

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltos duros (muito compactos)	0,3
14	Siltos rijos (compactos)	0,2
15	Siltos médios (medianamente compactos)	0,1

Notas: a) Para a descrição dos diferentes tipos de solo, seguir as definições da NBR 6502.

b) No caso de calcário ou qualquer outra rocha cársica, devem ser feitos estudos especiais.

c) Para rochas alteradas ou em decomposição, têm que ser levados em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.

d) Os valores da Tabela 4, válidos para largura de 2 m, devem ser modificados em função das dimensões e da profundidade das fundações conforme prescrito em 6.2.2.5, 6.2.2.6 e 6.2.2.7.

**Fonte: NBR 6122 (ABNT, 1996).**

De acordo com a ‘nota d’ da Tabela 25, os valores de tensão básica devem ser corrigidos em função das dimensões e da profundidade das fundações avaliando as prescrições dos itens 6.2.2.5, 6.2.2.6 e 6.2.2.7 da NBR 6122 (ABNT, 1996).

A NBR 6122 (ABNT, 1996) ainda recomenda:

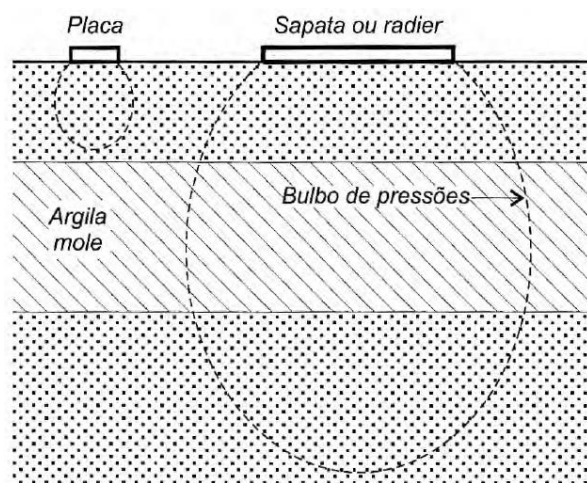
Soluções melhores, técnica e economicamente, devem utilizar critérios específicos para cada situação. Seu uso deve ser restrito a cargas não superiores a 1000 kN por pilar (NBR 6122, ABNT, 1996).

## ENSAIO DE PLACA

Os recalques estimados para uma fundação superficial podem ser obtidos por meio de correlações e modelos teóricos ou ainda através de métodos experimentais como as provas de

carga sobre placas. Este método é considerado pela maioria dos autores como a maneira mais adequada de obtenção dos parâmetros relacionados à curva carga-recalque de fundações superficiais. Apesar disso sua utilização é pouco frequente devido ao alto custo e ao tempo necessário para sua execução. Outra limitação ocorre quando o solo não é homogêneo, principalmente para a situação em que é composto por diferentes camadas. Neste caso não se pode extrapolar os resultados obtidos para o ensaio de placa para a fundação, visto que a placa e a fundação terão bulbos de tensões diferentes e, portanto, solicitarão camadas diferentes de solo, conforme pode ser observado na Figura 50. Fica evidente, portanto, a importância de conhecer o perfil geotécnico do solo.

**Figura 50 - Diferentes bulbos de tensões para a placa e a fundação.**



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Na norma americana é utilizada uma placa quadrada com 30 cm de lado. Já no Brasil utiliza-se uma placa de aço rígida com 0,80 m de diâmetro, ou seja, com área de 0,5 m<sup>2</sup>. O procedimento de ensaio é preconizado pela NBR 6469 (ABNT, 1984) onde é definido que o carregamento deve ser aplicado no centro da placa e em estágios, medindo-se às deformações correspondentes a cada incremento de carga. Os resultados obtidos são apresentados em forma de gráficos de carga x recalque.

Para extrapolar os recalques obtidos da placa para a fundação é necessário conhecer o comportamento do solo, principalmente se ele pode ser considerado um meio elástico homogêneo ou se é um solo arenoso. As metodologias utilizadas para cada uma destas situações são apresentadas a seguir.

### **Extrapolação dos recalques para meio elástico homogêneo (MEH)**

Por meio da Equação (6) proposta para obtenção do recalque imediato de camadas semi-infinita constituídas de solos considerados como um MEH pode-se estimar o recalque de uma

fundação e de uma placa que aplicam a mesma tensão no solo e possuem a mesma rigidez e forma geométrica. Os parâmetros do solo são os mesmos nas duas situações.

O recalque da fundação é:

$$\rho_f = \sigma B_f \left[ \frac{1 - \nu^2}{E_s} \right] I_\rho \quad (98)$$

E o recalque da placa:

$$\rho_p = \sigma B_p \left[ \frac{1 - \nu^2}{E_s} \right] I_\rho \quad (99)$$

Neste caso pode ser avaliada a relação  $n = \rho_f / \rho_p$  como apresentado na Equação (100).

$$n = \rho_f / \rho_p = B_f / B_p \quad (100)$$

Percebe-se que para um MEH os recalques crescem na mesma proporção das dimensões da fundação. Dessa forma, para uma sapata com dimensão 5 vezes maior do que a placa o recalque também será multiplicado por 5. Logo pode-se escrever a Equação (101) para extrapolação do recalque da placa para a fundação.

$$\rho_f = n \cdot \rho_p \quad (101)$$

Para fundações com a geometria diferente da placa pode-se encontrar a dimensão de uma placa circular fictícia equivalente com mesma área que a fundação original (CINTRA *et al.*, 2011). Outra alternativa é introduzir a relação entre os fatores de influência da geometria e rigidez da placa ( $I_{\rho,p}$ ) e da fundação ( $I_{\rho,f}$ ) na determinação do fator multiplicador  $n$  de acordo com a Equação (102).

$$n = \frac{B_f}{B_p} \cdot \frac{I_{\rho,f}}{I_{\rho,p}} \quad (102)$$

### Extrapolação dos recalques para areias

Em solos em que o módulo de elasticidade não é constante com a profundidade, como as areias, os recalques não aumentam na proporção direta com a dimensão (CINTRA *et al.*, 2011). Para o caso particular de módulo de elasticidade crescente com a profundidade, as camadas ficam cada vez menos compressíveis e, portanto, os recalques serão menores do que os apresentados no item anterior.

Como o comportamento da variação do módulo de elasticidade de areias nem sempre é o mesmo, torna-se complexo o problema de extrapolação do recalque da placa para a sapata.

Os primeiros a estudar este problema foram Terzaghi e Peck (1948, 1967) que estudaram ensaios de placa em areias relativamente homogêneas e fizeram observações de recalques em edifícios. Com resultados destes estudos foi proposta a Equação (103) para extrapolação do recalque de areias.

$$\rho_f = \rho_p \left( \frac{2 \cdot B_f}{B_f + 0,30} \right)^2 \quad (103)$$

Onde,

- $\rho_f$ : recalque da fundação;
- $\rho_p$ : recalque da placa quadrada de 30 cm (1 *ft*) de lado;
- $B_f$ : dimensão da fundação (em m).

Obs.: O valor de 0,30 m representa a dimensão da placa utilizada na norma americana (1 *ft*).

Antoniazzi (2011) indica que para usar diretamente o valor do recalque obtido através do ensaio de placa preconizado pela NBR 6469 (ABNT, 1984), cuja placa é circular com 80 cm de diâmetro (área equivalente a uma placa quadrada de 70 cm de lado), deve-se dividir o recalque por dois e substituí-lo na Equação (103).

Apesar da Equação (103) ser simples e fácil de utilizar, Bjerrum e Eggstad (1963, *apud* Perloff e Baron, 1976) perceberam, por meio de estudos de caso, que existe uma grande dispersão na correlação entre o recalque da sapata e da placa quadrada de 0,30 m de lado, visto que o comportamento do módulo de elasticidade ao longo da profundidade pode mudar de uma areia para outra.

Para extrapolar o recalque da placa para a sapata deve-se, portanto, multiplicar o recalque da placa por um coeficiente  $\beta$  definido pela Equação (104).

$$\beta = \frac{\rho_f}{\rho_p} \quad (104)$$

Este coeficiente engloba, além da variável geométrica, a lei que define como o módulo de elasticidade da areia varia com a profundidade. Ao considerar a areia como um meio elástico não homogêneo, Cintra *et al.* (2011) definem que o módulo de elasticidade de uma areia pode ser descrito através da Equação (105), com  $E_0$  e  $k$  constantes.

$$E_s = E_0 + k \cdot z \quad (105)$$

Para o caso particular de  $E_0 = 0$ , ou seja,  $E_s = k \cdot z$ , os recalques da placa e da sapata serão os mesmos para a mesma tensão aplicada, pois o aumento da dimensão  $B$  da fundação é compensado pelo aumento de  $E_s$ . Já quando se tem a situação em que  $k = 0$ , ou seja,  $E_s = E_0$ , o módulo de elasticidade do solo é constante com a profundidade, o que caracteriza um MEH.

Nesta situação os recalques são proporcionais à dimensão da fundação, conforme mencionado no item 0.

Conclui-se então que:

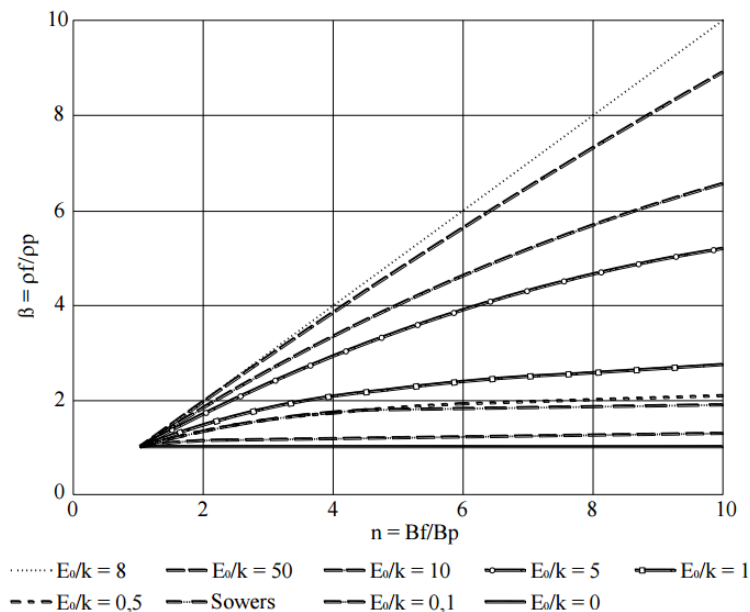
$$\begin{aligned} E_0 = 0 & \therefore \rho_f \approx \rho_p \\ k = 0 & \therefore \rho_f \approx n \cdot \rho_p \\ E_0 \neq 0 \text{ e } k \neq 0 & \therefore \rho_p < \rho_f < n \cdot \rho_p \end{aligned}$$

Logo, fora as condições extremas mencionadas, o recalque de placas pode ser extrapolado para uma sapata em areia por meio da Equação (106).

$$\rho_f = \beta \cdot \rho_p \quad (106)$$

Em que o valor de  $\beta$  é definido através do ábaco da Figura 51, onde é necessário conhecer o valor da relação  $E_0/k$ .

**Figura 51 - Extrapolação do recalque de placas para sapatas quadradas em areia.**



Fonte: Cintra *et al.* (2005).

Cintra *et al.* (2011) destacam que esta solução de extrapolação não é válida apenas para areias, mas também para qualquer tipo de solo que possa ter o comportamento do seu módulo de elasticidade descrito pela Equação (105).

## APÊNDICE B – ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global foi avaliada para todos os modelos desenvolvidos neste trabalho. Sendo assim, este apêndice tem como objetivo descrever as principais características e métodos utilizados para a verificação da estabilidade global de estruturas.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p.33):

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, **estabilidade** e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

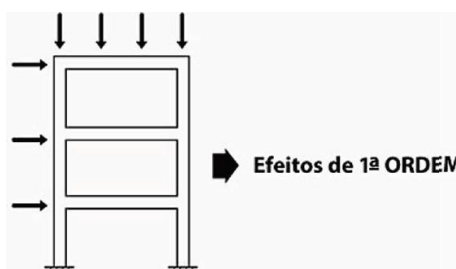
As estruturas são classificadas em função do quão significativos são os esforços globais de segunda ordem em relação aos de primeira. Logo, as estruturas em geral precisam ser verificadas quanto à sua estabilidade global. Além dos carregamentos verticais e horizontais que são previstos para a obtenção dos esforços de 1ª ordem, é necessário verificar a influência dos deslocamentos horizontais na estrutura, pois ela pode estar sujeita a efeitos de 2ª ordem globais significativos, que precisam ser considerados no seu dimensionamento.

Com o avanço computacional e as ferramentas disponíveis atualmente, todos os projetos de edifícios de concreto armado passaram a levar em consideração o comportamento não-linear das estruturas, caracterizado pelas não-linearidade física e geométrica.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 15.3 determina que a não-linearidade física de uma estrutura de concreto armado deve ser obrigatoriamente considerada. Em uma estrutura de concreto armado, as propriedades do concreto e do aço se alteram com o aumento do carregamento. Além disso, devido à baixa resistência à tração do concreto, ocorre o fenômeno da fissuração, que altera as características do material.

Segundo Garcez (2013), a não-linearidade geométrica ocorre devido às mudanças na geometria dos elementos estruturais com a aplicação de um carregamento. Para o dimensionamento de qualquer estrutura sempre devem ser respeitadas as equações de equilíbrio. No entanto, na maioria das vezes a condição de equilíbrio é verificada considerando a configuração geométrica inicial da estrutura, ou seja, sua posição indeformada. Este tipo de análise é conhecido como “Análise de 1ª ordem” e os deslocamentos e esforços obtidos através desta análise são chamados de “Efeitos de 1ª ordem”.

**Figura 52 - Configuração geométrica inicial (não deformada).**

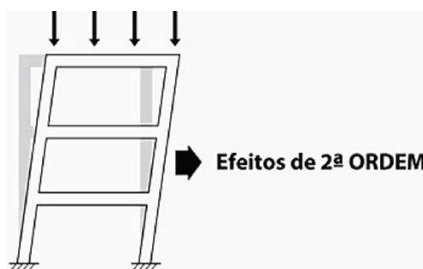


**Fonte: Garcez (2013).**



Após a aplicação do carregamento a estrutura assume uma nova configuração geométrica denominada “configuração deformada”. A consideração do equilíbrio para a configuração indeformada é apenas uma aproximação simplificada do comportamento da estrutura, visto que, a configuração deformada não é conhecida antes da aplicação do carregamento.

**Figura 53 - Configuração deformada.**



**Fonte: Garcez (2013).**

O equilíbrio da estrutura em sua configuração deformada é obtido através de uma “Análise de 2ª ordem” e os deslocamentos e esforços obtidos através desta análise são chamados de “Efeitos de 2ª ordem”.

Na maioria das vezes é possível realizar apenas uma Análise de 1ª ordem, visto que os efeitos de 2ª ordem são muitas vezes desprezíveis em relação aos de 1ª ordem. No entanto, esta hipótese precisa ser comprovada por algum procedimento de cálculo. Quando uma estrutura apresenta efeitos de 2º ordem representativos, a não consideração destes conduz a dimensionamentos contra a segurança e por isso a verificação da estabilidade global de uma estrutura é muito importante.

Para verificar se uma estrutura deve ou não ser dimensionada considerando os efeitos globais de 2ª ordem a NBR 6118 (ABNT, 2014) ela deve ser classificada como uma estrutura de nós fixos ou de nós móveis:

- **Estruturas de nós fixos:** são aquelas em que os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura são pequenos, e dessa forma, pode-se desprezar os efeitos globais de 2ª ordem (menores que 10% dos efeitos de 1ª ordem). Nesta estrutura, os únicos efeitos de 2ª ordem que devem ser considerados são os efeitos locais de 2ª ordem.
- **Estruturas de nós móveis:** são aquelas em que os deslocamentos horizontais não são tão pequenos e, portanto, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (maiores que 10% dos efeitos de 1ª ordem). Nestas estruturas os efeitos globais e locais de 2ª ordem precisam ser considerados.

No item 15.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) são apresentadas as condições em que pode ser dispensada a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. Para esta verificação são utilizados os parâmetros de instabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .

## COEFICIENTE $\alpha$

O coeficiente  $\alpha$  é um parâmetro de dispensa dos efeitos globais de segunda ordem que trabalha com o conceito de um módulo de rigidez equivalente. No caso da análise de pórticos, a partir da análise da estrutura com os seus carregamentos característicos (verticais e horizontais) é obtido o deslocamento horizontal em seu topo. Deve-se obter um pilar de seção constante, engastado na base e livre no topo que, sob efeito dos mesmos carregamentos horizontais, tenha o mesmo deslocamento horizontal do pórtico. A rigidez desse pilar é utilizada no cálculo do coeficiente  $\alpha$ .

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{\sum N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (107)$$

Onde,

- $H_{tot}$ : altura total da estrutura, a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- $\sum N_k$ : somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para  $H_{tot}$ ), com seus valores característicos;
- $E_{cs} I_c$ : rigidez de um pilar equivalente ao pórtico analisado.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para que a estrutura seja considerada como de nós fixos, o valor de  $\alpha$  deve ficar abaixo de  $\alpha_1$ :

- $\alpha_1 = 0,2 + 0,1n$ , se  $n \leq 3$ ;
- $\alpha_1 = 0,6$ , se  $n \geq 4$ , aplicável às estruturas usuais de edifícios, para associações de pilares-parede e pórticos associados a pilares-parede;
- $\alpha_1 = 0,7$ , se  $n \geq 4$ , no caso de o contraventamento ser constituído apenas por pilares-parede;
- $\alpha_1 = 0,5$ , se  $n \geq 4$ , quando só houver pórticos.

Em que  $n$  é o número de pavimentos acima da fundação ou do nível considerado como pouco deslocável do solo.

## COEFICIENTE $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  pode ser utilizado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem e é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos (NBR 6118, ABNT, 2014). A análise da estabilidade global pelo coeficiente  $\gamma_z$  permite estimar uma

ordem de grandeza dos efeitos globais de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem, o que não ocorre ao avaliar o coeficiente  $\alpha$ .

Como os efeitos de 2ª ordem podem ser desconsiderados se representarem até 10% dos de 1ª ordem, é necessário que o valor de  $\gamma_z$  seja inferior a 1,1 para que a estrutura seja considerada como de nós fixos. Caso seu valor seja superior a 1,1, é obrigatoriamente necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem. O cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  é realizado por meio da Equação (108).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (108)$$

Onde,

- $\Delta M_{tot,d}$ : soma dos produtos das forças verticais de cálculo atuantes em cada pavimento ( $F_{vd,i}$ ) multiplicadas pelo deslocamento horizontal do seu respectivo pavimento ( $\delta_i$ ), obtido pela análise de primeira ordem;
- $M_{1,tot,d}$ : momento de tombamento de cálculo dado pela soma dos produtos de todas as forças horizontais da combinação de cálculo considerada ( $F_{hd}$ ) pelas suas distâncias em relação à base da estrutura ( $d_i$ ).

O módulo de elasticidade do concreto a ser utilizado é o inicial ( $E_{ci}$ ). A fim de simular a variação de rigidez dos elementos estruturais durante a vida de projeto, deve-se adotar coeficientes de redução que levam em conta a não-linearidade física de forma aproximada, válidos para estruturas reticuladas a partir de 4 pavimentos (NBR 6118, ABNT, 2014):

- Vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ , para  $A'_s \neq A_s$  (caso mais comum) ou  $0,5E_{ci}I_c$ , para  $A'_s = A_s$ ;
- Pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$ .

A determinação do coeficiente  $\gamma_z$  deve levar em consideração todas as combinações de cálculo possíveis, a fim de obter o maior valor de  $\gamma_z$ . Em procedimentos manuais ou com a utilização de ferramentas simples como o Ftool a verificação para cada uma das combinações de ações torna-se muito trabalhosa. Por este motivo, para determinação dos valores de  $\gamma_z$  dos modelos foi considerada uma combinação de ações simplificada, conforme apresentado no APÊNDICE D – DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA.

Ao fazer uma análise considerando os efeitos globais de 2ª ordem ( $\gamma_z > 1,1$ ) a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite utilizar um processo aproximado para determinação dos esforços, através da majoração das cargas horizontais por um coeficiente dado por 95% do valor de  $\gamma_z$ . Para valores acima de 1,3, deve-se utilizar o processo iterativo  $P\Delta$ , não abordado nesse trabalho.

## APÊNDICE C – PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Não existem normas destinadas a definir as dimensões dos elementos estruturais de forma direta. Além disso, os programas comerciais de cálculo estrutural não realizam esta etapa de forma automática, sendo necessário fornecer os dados da estrutura com as dimensões dos elementos estruturais já definidas.

Para definir as dimensões dos elementos estruturais da edificação de estudo foram utilizados os procedimentos práticos apresentados nas notas de aula da disciplina ECC 1008 – Estruturas de Concreto da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), ministrada pelo professor Gerson Moacyr Sisniegas Alva.

### VIGAS

Para as vigas Alva (2014) sugere que a altura esteja compreendida no intervalo apresentado na Equação (109).

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (109)$$

Em que  $L$  é o vão da viga que neste estudo é caracterizado pela distância entre os pilares.

Como a edificação apresenta os vãos com 5 m de comprimento, a altura das vigas deve estar compreendida entre:

$$\frac{500}{12} = 42 \text{ cm} \leq h \leq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \quad (110)$$

A altura adotada para a viga será  $h = 50 \text{ cm}$ .

A largura das vigas é normalmente limitada pelas definições apresentadas no projeto arquitetônico. Como neste trabalho não existe um projeto arquitetônico para consulta será adotado  $b_w = 15 \text{ cm}$ . Este valor respeita a largura mínima estabelecida pela NBR 6118 (ABNT, 2014) de 12 cm.

### LAJES

Neste trabalho serão utilizadas lajes maciças de concreto. Alva (2014) recomenda que as lajes maciças tenham a espessura em torno do valor encontrado na

$$h \cong \frac{L_x}{40} \quad (111)$$

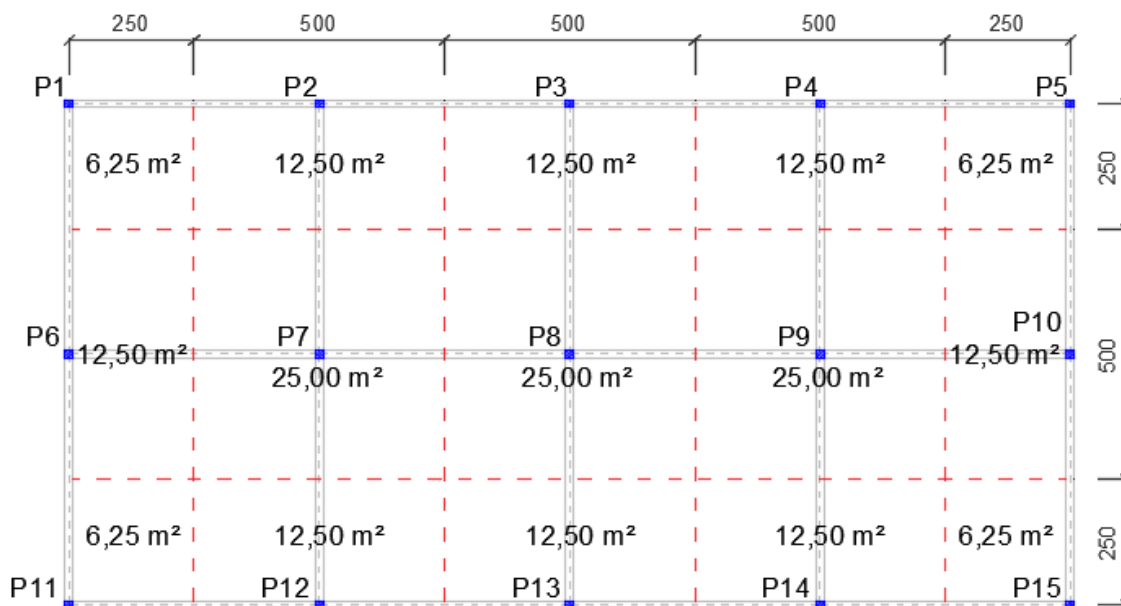
Em que  $L_x$  é o menor vão da laje. Além disso, deve ser respeitada a espessura mínima de 7 cm para lajes maciças que não estejam em balanço (NBR 6118, ABNT, 2014). Com estas indicações foram adotadas lajes com  $h = 12 \text{ cm}$ .

## PILARES

Segundo o item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) os pilares devem possuir uma área de seção transversal maior que  $360 \text{ cm}^2$ . Além disso, a dimensão mínima deve ser maior que 19 cm. Em algumas situações pode-se utilizar a menor dimensão de até 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo pelo coeficiente  $\gamma_n$  apresentado na Tabela 13.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para definição das dimensões dos pilares da edificação em estudo foi utilizado o processo das áreas de influência, em que cada pilar estará associado a uma respectiva área de influência ( $A_i$ ) cujo carregamento será transmitido a este pilar. Para delimitar as áreas de influência de cada um dos pilares devem ser traçadas as mediatrizes dos segmentos que os unem. Ao realizar este procedimento para a estrutura em análise são obtidas as áreas de influência apresentadas na Figura 54.

Figura 54 - Áreas de influência dos pilares da edificação.



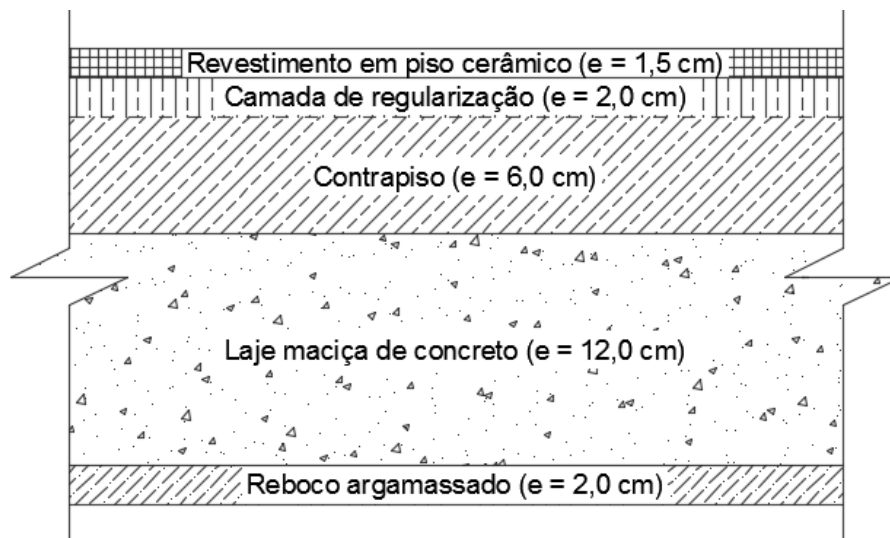
Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Além de conhecer a área de influência dos pilares é necessário fazer uma estimativa das cargas verticais por unidade de área que atuam na edificação. Para edificações comerciais será considerada uma parcela acidental  $Q_{laje} = 2 \text{ kN/m}^2$ , conforme indicado pela NBR 6120

(ABNT, 1980) para prédios comerciais de escritórios. Além das cargas acidentais é preciso conhecer o carregamento permanente devido às lajes, vigas e paredes.

Para as lajes serão consideradas uma laje maciça de 12 cm de espessura, um contrapiso constituído por 6 cm de concreto simples e 2 cm de argamassa de cimento a areia para regularização, um revestimento de piso de 1,5 cm e na face inferior um acabamento argamassado de reboco de 2 cm. A espessura total de 8 cm do contrapiso se deve à previsão de passagem de tubulações hidrossanitárias e elétricos sob o piso. Um desenho esquemático das parcelas de carga permanente das lajes é apresentado na Figura 55.

**Figura 55 - Camadas constituintes das lajes.**



**Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).**

Conhecendo as espessuras das camadas e os materiais que as constituem é possível determinar o peso próprio das lajes através da Equação (112). Os pesos específicos dos materiais constituintes das camadas da laje são apresentados na Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 1980) e resumidos a seguir:

- $\gamma_{Laje} = 25 \text{ kN/m}^3$  (Concreto armado)
- $\gamma_{Contrapiso} = 24 \text{ kN/m}^3$  (Concreto simples)
- $\gamma_{Regularização} = 21 \text{ kN/m}^3$  (Argamassa de cimento e areia)
- $\gamma_{Piso} = 22 \text{ kN/m}^3$  (Piso porcelanato)
- $\gamma_{Reboco} = 19 \text{ kN/m}^3$  (Argamassa de cal, cimento e areia)

$$G_{laje} = 0,12.25 + 0,06.24 + 0,02.21 + 0,015.22 + 0,02.19 = 5,6 \text{ kN/m}^2 \quad (112)$$

Além das cargas devido às lajes, para determinar as dimensões dos pilares é necessário estimar o carregamento devido às vigas e paredes. Para fazer uma estimativa por unidade área

será feito um somatório dos carregamentos de todas as vigas e paredes do pavimento dividido pela área da edificação, conforme apresentado nas Equações (113) e (114).

$$G_{viga}/m^2 = \frac{G_{viga}/m}{A_{edificação}} \cdot \sum L_{vigas} \quad (113)$$

$$G_{parede}/m^2 = \frac{G_{parede}/m}{A_{edificação}} \cdot \sum L_{parede} \quad (114)$$

O peso próprio da viga pode ser calculado com a Equação (115).

$$G_{viga}/m = b_w \cdot h \cdot 1m \cdot \gamma_{viga} = 0,15 \cdot 0,50 \cdot 1m \cdot 25 = 1,9 \text{ kN/m} \quad (115)$$

Considerando que tenha sobre as vigas paredes de alvenaria constituídas por tijolos vazados com  $\gamma_{Tijolo} = 13 \text{ kN/m}^3$  e dimensões de  $15 \text{ cm} \times 2,50 \text{ m}$  (considerando um pé-direito estrutural de  $3,0 \text{ m}$ , e vigas de  $15 \times 50 \text{ cm}$ ) o peso próprio das paredes é dado por:

$$G_{parede}/m = 0,15 \text{ m} \cdot 2,50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 13 \text{ kN/m}^3 = 4,9 \text{ kN/m} \quad (116)$$

A área total da edificação em planta é de  $A_{edificação} = 10 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 200 \text{ m}^2$ . O comprimento total de vigas e paredes é de  $L_{vigas} = L_{paredes} = 110 \text{ m}$ . Logo os carregamentos das vigas e paredes distribuídos por unidade de área são:

$$G_{viga}/m^2 = \frac{1,9 \text{ kN/m}}{200 \text{ m}^2} \cdot 110 \text{ m} = 1,0 \text{ kN/m}^2 \quad (117)$$

$$G_{parede}/m^2 = \frac{4,9 \text{ kN/m}}{200 \text{ m}^2} \cdot 110 \text{ m} = 2,7 \text{ kN/m}^2 \quad (118)$$

Finalmente, a carga permanente total por unidade de área na edificação é de:

$$G_{pavimento} = 5,6 + 1,0 + 2,7 = 9,3 \text{ kN/m}^2 \quad (119)$$

Com a carga total por unidade de área e o número total de pavimentos Alva (2014) propõe a Equação (120) para estimar o valor característico da força normal nos pilares.

$$N_k = (G_{pavimento} + Q_{laje}) \cdot A_i \cdot n \quad (120)$$

Onde,

- $N_k$ : valor característico do esforço normal no pilar;
- $G_{pavimento}$ : carga permanente por unidade de área no pavimento;
- $Q_{laje}$ : carga acidental na laje;
- $A_i$ : área de influência do pilar  $P_i$ ;
- $n$ : número de pavimentos acima da seção analisada.

Na prática, a maioria dos pilares de uma edificação estão submetidos à flexão composta, com carregamento de compressão e momentos nas duas direções principais. Alva (2014), no entanto, estima as áreas dos pilares através de uma situação equivalente em que haja apenas compressão centrada. Para esta condição o esforço normal de cálculo nos pilares é dado pela Equação (121).

$$N_{sd}^* = \gamma \cdot N_k \quad (121)$$

Em que,

- $\gamma = 1,8$  para pilares internos;
- $\gamma = 2,2$  para pilares de extremidade;
- $\gamma = 2,5$  para pilares de canto.

Na compressão centrada o dimensionamento de um pilar de concreto armado é realizado considerando as hipóteses do Domínio 5 de deformações (reta b) da NBR 6118 (ABNT, 2014). Neste domínio as deformações no aço e no concreto são iguais ( $\varepsilon_c = \varepsilon_s = 2\text{‰}$ ). Ainda no regime linear a deformação no aço pode ser determinada através da Lei de Hooke. O esforço normal de cálculo será então resistido pelas parcelas devido ao concreto e ao aço.

$$N_{sd}^* = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_s \cdot \sigma_s \quad (122)$$

Onde  $f_{cd} = f_{ck}/1,4$  e a área de aço pode ser estimada por meio de uma taxa de armadura usual em pilares, com valor sugerido por Alva (2014) entre  $1,5\% \leq \rho_s \leq 2\%$ . Neste trabalho será utilizado  $\rho_s = 2\%$ . Logo, a área de concreto necessária para o pilar pode ser obtida através da Equação (123).

$$A_c = \frac{N_{sd}^*}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s} \quad (123)$$



Ao realizar o procedimento para pré-dimensionamento de pilares descrito neste apêndice, são encontradas as áreas e dimensões apresentadas na Tabela 26.

**Tabela 26 - Pré-dimensionamento dos pilares.**

<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES</b>								
<b>Pilar</b>	<b>A<sub>inf</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>N<sub>k</sub> (kN)</b>	<b>Tipo</b>	<b>γ</b>	<b>N<sub>sd</sub>* (kN)</b>	<b>A<sub>c</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>
P1	6,25	847,5	Canto	2,5	2118,8	899	20	50
P2	12,50	1695,0	Extremidade	2,2	3729,0	1.582	30	60
P3	12,50	1695,0	Extremidade	2,2	3729,0	1.582	30	60
P4	12,50	1695,0	Extremidade	2,2	3729,0	1.582	30	60
P5	6,25	847,5	Canto	2,5	2118,8	899	20	50
P6	12,50	1695,0	Extremidade	2,2	3729,0	1.582	30	60
P7	25,00	3390,0	Interno	1,8	6102,0	2.588	30	90
P8	25,00	3390,0	Interno	1,8	6102,0	2.588	30	90
P9	25,00	3390,0	Interno	1,8	6102,0	2.588	30	90
P10	12,50	1695,0	Extremidade	2,2	3729,0	1.582	30	60
P11	6,25	847,5	Canto	2,5	2118,8	899	20	50
P12	12,50	1695,0	Extremidade	2,2	3729,0	1.582	30	60
P13	12,50	1695,0	Extremidade	2,2	3729,0	1.582	30	60
P14	12,50	1695,0	Extremidade	2,2	3729,0	1.582	30	60
P15	6,25	847,5	Canto	2,5	2118,8	899	20	50

**Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).**

## APÊNDICE D – DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA

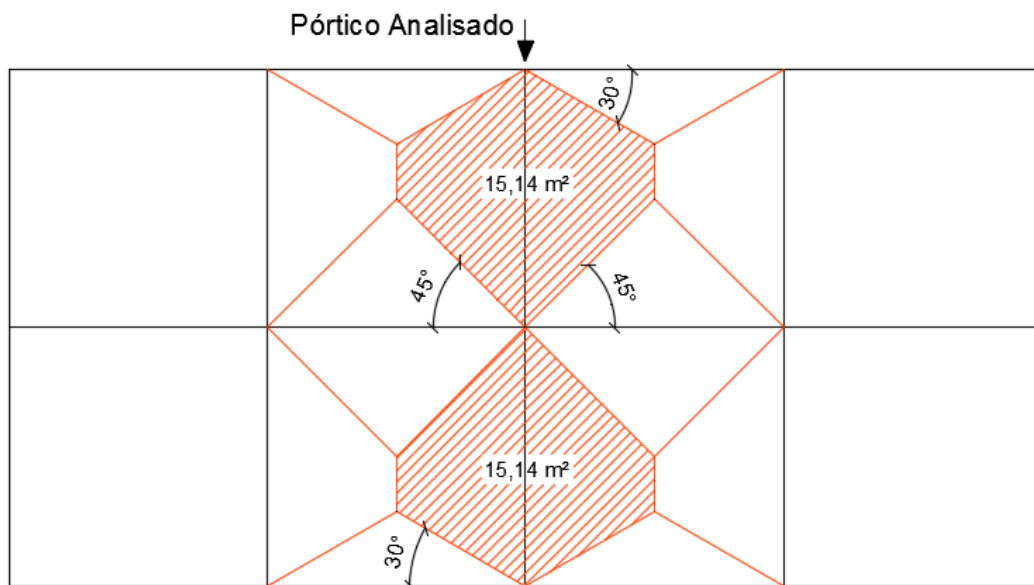
Os carregamentos que atuam no pórtico de estudo foram definidos desmembrando as parcelas de carregamento devido às lajes, vigas e paredes. Além disso, foi definido o carregamento devido ao vento, sendo este de extrema importância para a verificação da estabilidade global da estrutura.

### CARGAS DAS LAJES

Conforme apresentado na etapa de pré-dimensionamento dos pilares, atuam nas lajes uma parcela permanente de  $G_{laje} = 5,6 \text{ kN/m}^2$  e uma parcela acidental de  $Q_{laje} = 2,0 \text{ kN/m}^2$ . Nota-se que estes carregamentos são distribuídos por uma área, enquanto que no pórtico este mesmo carregamento deve ser distribuído linearmente sobre as vigas de apoio das lajes.

Para fazer esta conversão de carregamento será utilizado o princípio das áreas de influência de cada viga na qual a laje está apoiada, considerando as condições de continuidade entre as lajes e os bordos livres. Ao realizar este procedimento, observa-se que cada tramo da viga V6 receberá o carregamento de  $15,14 \text{ m}^2$  de laje (Figura 56).

Figura 56 - Carregamento da laje sobre o pórtico.



Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Dessa forma, calcula-se o carregamento permanente e acidental distribuídos na viga V6 através das Equações (124) e (125).

$$gk_{Laje} = \frac{A \cdot G_{Laje}}{L_{trecho}} = \frac{15,14 \text{ m}^2 \cdot 5,6 \text{ kN/m}^2}{5,00 \text{ m}} = 17,0 \text{ kN/m} \quad (124)$$

$$qk_{Laje} = \frac{A \cdot Q_{Laje}}{L_{trecho}} = \frac{15,14 \text{ m}^2 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2}{5,00 \text{ m}} = 6,1 \text{ kN/m} \quad (125)$$

## PESO PRÓPRIO DAS VIGAS

O peso próprio da viga é calculado na Equação (115), com  $\gamma_{viga} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

$$gk_{viga} = b_w \cdot h \cdot 1 \text{ m} \cdot \gamma_{viga} = 0,15 \cdot 0,50 \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 = 1,9 \text{ kN/m} \quad (126)$$

## CARGA DE PAREDE

Considerando que tenha sobre as vigas paredes de alvenaria constituídas por tijolos vazados com  $\gamma_{tijolo} = 13 \text{ kN/m}^3$  e dimensões de  $15 \text{ cm} \times 2,50 \text{ m}$  (considerando um pé-direito estrutural de  $3,0 \text{ m}$ , e vigas de  $15 \times 50 \text{ cm}$ ) o peso próprio das paredes é dado por:

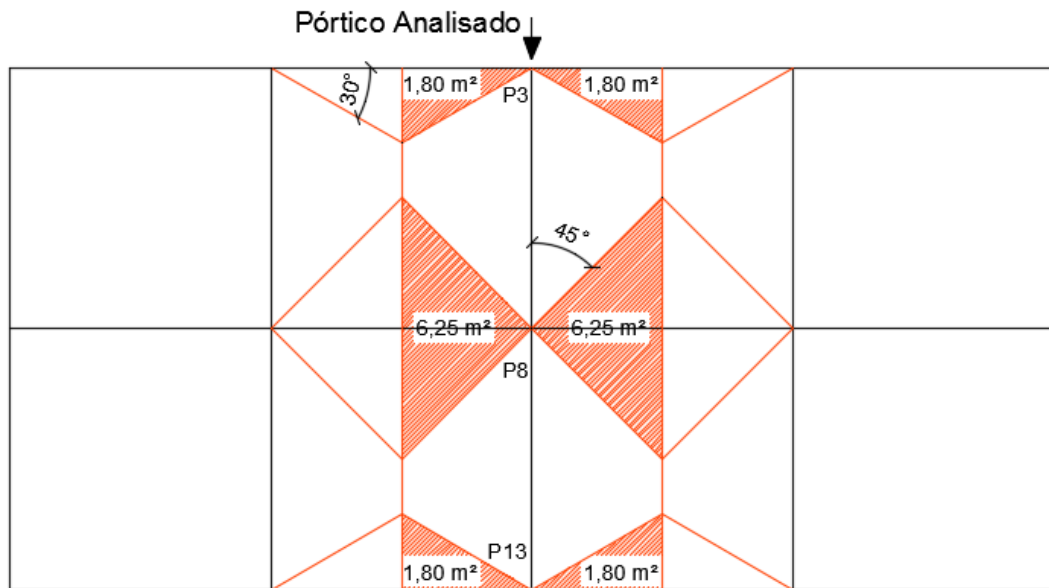
$$gk_{parede} = 0,15 \text{ m} \cdot 2,50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 13 \text{ kN/m}^3 = 4,9 \text{ kN/m} \quad (127)$$

Na cobertura haverá apenas uma mureta com  $1,20 \text{ m}$  de altura. Logo o carregamento de parede na cobertura será:

$$gk_{mureta} = 0,15 \text{ m} \cdot 1,20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 13 \text{ kN/m}^3 = 2,3 \text{ kN/m} \quad (128)$$

## CARGAS DAS VIGAS TRANSVERSAIS AO PÓRTICO

Além dos carregamentos que atuam sobre as vigas do pórtico em estudo é necessário estimar qual o carregamento pontual que será transmitido das vigas transversais para os pilares. Esta estimativa será realizada de maneira simplificada considerando que o carregamento que atua nos tramos das vigas transversais descarrega metade para cada pilar em que ela se apoia (Figura 57). Em um estudo mais aprofundado as vigas deveriam ser calculadas por inteiro com os pilares modelados a fim de obter os reais valores das reações nos pilares.

**Figura 57 - Determinação simplificada das reações das vigas transversais ao pórtico.**

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

Além do carregamento das lajes transmitido pelas vigas transversais até os pilares, será considerado o peso de metade do vão de viga e de parede. Logo, para os pilares P3 e P13:

$$Gk_3 = Gk_{13} = A \cdot G_{Laje} + 2 \cdot \frac{L_{trecho}}{2} (gk_{viga} + gk_{parede}) \quad (129)$$

$$Gk_3 = Gk_{13} = 2 \cdot 1,80 \text{ m}^2 \cdot 5,6 \text{ kN/m}^2 + 2 \cdot \frac{5,0}{2} (1,9 + 4,9) = 54,2 \text{ kN} \quad (130)$$

$$Qk_3 = Qk_{13} = A \cdot Q_{Laje} = 2 \cdot 1,80 \text{ m}^2 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2 = 7,2 \text{ kN} \quad (131)$$

E para o pilar P8:

$$Gk_8 = 2 \cdot 6,25 \text{ m}^2 \cdot 5,6 \text{ kN/m}^2 + 2 \cdot \frac{5,0}{2} (1,9 + 4,9) = 104,0 \text{ kN} \quad (132)$$

$$Qk_8 = 2 \cdot 6,25 \text{ m}^2 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2 = 25,0 \text{ kN} \quad (133)$$

Para a cobertura:

$$Gk_3 = Gk_{13} = 2 \cdot 1,80 \text{ m}^2 \cdot 5,6 \text{ kN/m}^2 + 2 \cdot \frac{5,0}{2} (1,9 + 2,3) = 41,2 \text{ kN} \quad (134)$$

$$Gk_8 = 2 \cdot 6,25 \text{ m}^2 \cdot 5,6 \text{ kN/m}^2 + 2 \cdot \frac{5,0}{2} (1,9 + 2,3) = 91,0 \text{ kN} \quad (135)$$

## DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DE VENTO

Ao avaliar a estabilidade global de uma edificação é imprescindível considerar a presença de vento, visto que estas forças atuam na direção horizontal e provocam deslocamentos importantes nesta direção.

O carregamento devido ao vento pode ser determinado avaliando as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988). A velocidade básica do vento ( $V_0$ ) para a região de Biguaçu pode ser determinada através do mapa de isopletas (curvas de mesma velocidade de vento) disponível na Figura 1 desta norma. Logo  $V_0 \approx 43 \text{ m/s}$ .

Para determinação da velocidade característica devem ser levados em consideração a topografia do local onde será executada a obra, a rugosidade do terreno, as dimensões e a importância da edificação. Dessa forma, a velocidade básica deve ser multiplicada por três fatores, fator topográfico ( $S_1$ ), fator de rugosidade e dimensões da edificação ( $S_2$ ) e fator estatístico ( $S_3$ ), conforme a Equação (136).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (136)$$

O fator  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno e para terrenos planos ou levemente acidentados tem-se  $S_1 = 1,0$ . O fator estatístico  $S_3$  leva em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação e pode ser determinado de acordo com a Tabela 3 da NBR 6123 (ABNT, 1988). Para edificações comerciais com alto fator de ocupação adotou-se  $S_3 = 1,0$ .

O fator  $S_2$  considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação em planta. O vento tende a aumentar com a altura em que está sendo considerado. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade, que está relacionado com as dimensões da edificação, visto que pequenas estruturas estão mais suscetíveis a ação de rajadas de curta duração do que grandes edificações.

A rugosidade do terreno é classificada em 5 categorias. Para a região onde será executada a obra será considerada Categoria IV – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados com cota média dos obstáculos de 10 m.

Para levar em conta as dimensões da edificação considerou-se a edificação como sendo Classe B – Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

A partir de então pode-se determinar o fator  $S_2$  para cada uma das alturas dos nós da edificação utilizando a Equação (137).

$$S_2 = b \cdot F_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (137)$$

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

Para Categoria IV e Classe B encontram-se  $b = 0,85$ ,  $F_r = 1,0$  e  $p = 0,125$ . De acordo com a Tabela 2 da NBR 6123 (ABNT, 1988) para alturas inferiores a 5 m, deve-se adotar  $S_2 = 0,76$ .

Após a determinação de todos os fatores calculam-se a velocidade característica e a pressão dinâmica do vento, dada pela Equação (138).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (138)$$

Onde,  $q$  está em  $N/m^2$  e  $V_k$  em  $m/s$ .

Os valores de  $S_2$ , a velocidade característica e a pressão dinâmica do vento para cada nível da edificação podem ser observados na Tabela 27.

**Tabela 27 - Velocidade característica e pressão dinâmica para cada nível da edificação.**

Nível (m)	$S_2$	$V_k$ (m/s)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )
34	0,990	42,6	1,112
31	0,979	42,1	1,087
28	0,967	41,6	1,059
25	0,953	41,0	1,030
22	0,938	40,3	0,997
19	0,921	39,6	0,961
16	0,901	38,8	0,921
13	0,878	37,8	0,874
10	0,850	36,6	0,819
7	0,813	35,0	0,749
4	0,760	32,7	0,655
1	0,760	32,7	0,655
0	0,760	32,7	0,655

**Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).**

A força de arrasto ( $F_a$ ) que atua na estrutura na direção do vento é obtida através da Equação (139).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (139)$$

Onde,

- $C_a$ : coeficiente de arrasto;
- $q$ : pressão dinâmica do vento no nível considerado;
- $A_e$ : área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento.

Para ventos de baixa turbulência pode-se utilizar o ábaco da Figura 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988) para determinação do coeficiente de arrasto  $C_a$ . Realizando este procedimento obtém-se  $C_a \approx 1,35$ .

Para o pórtico analisado a área frontal efetiva  $A_e$  será considerada como toda a faixa longitudinal de 20,0 m de comprimento. As forças horizontais devidas ao vento foram consideradas como cargas concentradas na altura de cada pavimento, tomando-se como área incidente na fachada metade do trecho acima e abaixo do pavimento, para cada altura. Por fim, foram determinadas as forças horizontais devido ao vento para cada nível do pórtico analisado. A força total aplicada em cada nível foi dividida igualmente entre os 5 pórticos transversais da estrutura. Os valores estão representados na Tabela 28.

**Tabela 28 - Carregamento devido ao vento.**

Nível (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	Largura (m)	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	F <sub>v</sub> (kN)	F <sub>v</sub> /5 (kN)
34	1,112	20,00	2,70	54,00	81,1	16,2
31	1,087	20,00	3,00	60,00	88,0	17,6
28	1,059	20,00	3,00	60,00	85,8	17,2
25	1,030	20,00	3,00	60,00	83,4	16,7
22	0,997	20,00	3,00	60,00	80,8	16,2
19	0,961	20,00	3,00	60,00	77,9	15,6
16	0,921	20,00	3,00	60,00	74,6	14,9
13	0,874	20,00	3,00	60,00	70,8	14,2
10	0,819	20,00	3,00	60,00	66,3	13,3
7	0,749	20,00	3,00	60,00	60,7	12,1
4	0,655	20,00	3,00	60,00	53,0	10,6
1	0,655	20,00	1,50	30,00	26,5	5,3
0	0,655	20,00	0,00	0,00	0,0	0,0

Fonte: Elaborada pelo Autor (2016).

## COMPOSIÇÃO E COMBINAÇÕES DOS CARREGAMENTOS

Para a análise da estabilidade global através do coeficiente  $\gamma_z$  devem ser utilizadas combinações de ações para o Estado Limite Último (ELU). De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) para a Combinação Última Normal pode-se utilizar a expressão apresentada na Equação (140).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gik} + \gamma_Q \left[ F_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \gamma_{Gi} F_{Qjk} \right] \quad (140)$$

Onde,

- $F_{Gik}$ : valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q1k}$ : valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;
- $\Psi_{0j}\gamma_{Gi}F_{Qjk}$ : valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Como o Ftool não faz a análise considerando combinações de ações automaticamente e realizar este procedimento de maneira manual para todas as possíveis combinações seria muito trabalhoso foi utilizada uma combinação de ações simplificada proposta pela Prática Recomendada IBRACON para Estruturas de Pequeno Porte.

$$F_d = 1,4 \cdot F_{gk} + 1,4 \cdot F_{qk} + 0,8 \cdot 1,4 \cdot F_{vk} \quad (141)$$

Onde,

- $F_{gk}$ : parcela vertical da força devida aos carregamentos permanentes, em seu valor característico, para o pavimento considerado;
- $F_{qk}$ : parcela vertical da força devida aos carregamentos acidentais, em seu valor característico, para o pavimento considerado;
- $F_{vk}$ : força horizontal do vento atuante na altura do pavimento considerado.



Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil, Departamento de  
Engenharia Civil, do Centro Tecnológico da  
Universidade Federal de Santa Catarina, como  
requisito parcial para obtenção do título de  
Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.